



TITLE:

プレストレストコンクリート構造
におけるプレキャストセグメント
と超高強度コンクリートの適用に
関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

日紫喜, 剛啓

CITATION:

日紫喜, 剛啓. プレストレストコンクリート構造におけるプレキャストセグメントと超高強度コンクリートの適用に関する研究. 京都大学, 2005, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2005-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k11536>

RIGHT:

プレストレストコンクリート構造における
プレキャストセグメントと超高強度コンクリートの
適用に関する研究

2005年 1月

日 紫 喜 剛 啓

プレストレストコンクリート構造における
プレキャストセグメントと超高強度コンクリートの
適用に関する研究

2005年 1月

日 紫 喜 剛 啓

目 次

第1章 序 論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.1.1 プレストレストコンクリート利用における課題	2
1.1.2 課題解決のためのシナリオ	3
1.1.3 研究の目的	4
1.2 本論文の構成と内容	5
参考文献	6
第2章 PC構造におけるプレキャストセグメントと高性能コンクリートの利用に 関する既往の研究	7
2.1 外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造に関する既往の研究	7
2.1.1 プレキャストセグメント工法ならびに外ケーブル PC 構造技術の進展	7
2.1.2 外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の力学挙動に関する研究	10
2.2 プレキャスト PC 橋脚に関する既往の研究	14
2.2.1 プレキャスト部材の下部構造への利用	14
2.2.2 PC 橋脚に関する研究	15
2.3 高性能コンクリート利用に関する既往の研究	18
2.3.1 高性能コンクリートの利用	18
2.3.2 高強度コンクリートの研究	22
参考文献	27
第3章 外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の実用化に関する研究	33
3.1 はじめに	33
3.2 外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の曲げ特性	35
3.2.1 実験概要	35
3.2.2 実験結果	38
3.2.3 内外ケーブル比率に関する考察	44
3.2.4 終局状態における外ケーブル応力度の算定に関する考察	45
3.2.5 まとめ	47
3.3 外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の曲げ解析	48
3.3.1 解析概要	48
3.3.2 解析結果	51
3.3.3 解析システムの適用性	58

3.3.4 全外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造のじん性改善	60
3.3.5 まとめ	64
3.4 外ケーブルプレキャスト PC 構造の地震時繰返し曲げ特性	65
3.4.1 実験概要	65
3.4.2 実験結果と考察	70
3.4.3 まとめ	74
3.5 結言	75
参考文献	77

第4章 プレキャスト PC 橋脚の実用化に関する研究	79
4.1 はじめに	79
4.1.1 研究目的	79
4.1.2 連結構造ならびにプレキャスト PC 橋脚の構造	81
4.2 連結構造の検討	82
4.2.1 連結構造のせん断耐力実験	82
4.2.2 内筒鋼管とグラウトの付着特性試験	88
4.2.3 まとめ	92
4.3 プレキャスト PC 橋脚の耐震性能確認実験	93
4.3.1 曲げ特性, 耐震性能の検討方法	93
4.3.2 実験概要	94
4.3.3 耐震性能実験結果と考察	96
4.3.4 耐震性能のまとめ	102
4.4 プレキャスト PC 橋脚の解析手法の検討	104
4.4.1 検討概要	104
4.4.2 検討結果	106
4.4.3 解析検討のまとめ	114
4.5 プレキャスト PC 橋脚の設計法の検討	115
4.5.1 簡易設計法の検討	117
4.5.2 提案手法に基づく耐震性能の照査	120
4.5.3 まとめ	122
4.6 PC 橋脚の耐震性に関する解析的検討	123
4.6.1 検討概要	123
4.6.2 PPC および PC 橋脚での検討	124
4.6.3 プレキャスト PC 橋脚での検討	134
4.6.4 まとめ	137
4.7 プレキャスト PC 橋脚の施工法の検討	138
4.7.1 海上橋における検討	138

4.7.2 陸上における検討.....	145
4.7.3 まとめ	150
4.8 結言	151
参考文献	155
第5章 超高強度コンクリートP C構造の実用化に関する研究.....	157
5.1 はじめに.....	157
5.2 自己収縮を低減した超高強度コンクリート材料の開発	159
5.2.1 自己収縮を低減しない基本配合の検討	159
5.2.2 自己収縮低減方法の検討.....	163
5.2.3 まとめ	172
5.3 150 N/mm ² 級超高強度コンクリートの材料特性.....	173
5.3.1 検討概要	173
5.3.2 150 N/mm ² 級超高強度コンクリートの材料特性.....	174
5.3.3 150 N/mm ² 級超高強度コンクリートの耐久性能.....	180
5.3.4 まとめ	189
5.4 超高強度コンクリートのプレテンション部材への適用に関する研究.....	191
5.4.1 プレストレス導入試験の概要.....	191
5.4.2 プレストレス導入試験結果と伝達長に関する考察.....	192
5.4.3 有効プレストレスの検討.....	193
5.4.4 まとめ	197
5.5 結言	198
参考文献	200
第6章 結 論	203
6.1 本研究の成果.....	203
6.2 今後の展望.....	211

謝 辞

第1章 序 論

1. 1 研究の背景と目的

プレストレストコンクリート（以下、PC と呼ぶ）構造は、1928 年に Freyssinet のプレストレス技術に関する原理特許によって初めて実用化され¹⁾、その後、同じく Freyssinet によって、Luzancy 橋（フランス；1946 年）をはじめとする Marne 5 橋（Marne 川に架かる橋）が PC 技術とプレキャストコンクリート技術を組み合わせて建設された¹⁾。それ以降、PC 構造は橋梁分野を中心として世界的に飛躍的な発展を遂げている。

我が国では、1950 年頃からプレテンション方式の PC 枕木の製造が開始され、1951 年にはプレテンションスラブ橋である長生橋が PC 橋の第一号として架設されたが、1958 年にポストテンション方式を用いた片持ち張出し工法がドイツより導入され、それを契機に本格的に長大径間の PC 橋の建設が始まった²⁾。その後、たゆまない研究開発により、近年では PC 斜張橋など様々な形式の長大橋や PC タンクなどが建設されるようになってきている³⁾。

PC 構造は、同等規模の鋼構造と比較した場合、一般的に経済性の面で優れているとともに、入念な施工と十分な施工管理がされていれば、基本的には維持管理が容易な構造と言われている。また、鉄筋コンクリート（以下、RC と呼ぶ）構造と比較した場合では、コンクリートにあらかじめプレストレスを与えることにより自重や外荷重による引張応力を打ち消すように制御することができ、これによってコンクリートの引張強度が小さいという欠点を克服して、RC 構造より断面の縮小化や高耐力化が図れるという特徴をもっている。さらに、PC 構造では一般に RC 構造より水セメント比の小さい高強度のコンクリートが用いられるため、プレストレスによるひび割れの発生防止と相まって、PC 構造の耐久性は RC 構造よりも優れている。これら PC 構造の優れた保有性能が認識され、支間の長大化や維持管理の容易さ、ならびに経済性等の橋梁構造物の要求とマッチした結果、橋梁分野を中心に利用拡大がされてきたものと考えられる。

21 世紀に入り、わが国は少子・高齢化、人口減少の影響を受けて社会環境が変化するに伴い、社会資本整備の方向性も変化しつつある。高度成長期のインフラ構造物の維持・補修費用が増加し、新たなインフラ整備のための資源は少なくなることが予想されている。そこでは、要求される機能を満足する構造物を経済的にかつ将来の維持管理までのトータルコストを考えて整備していくことが求められる。その中であって、保有性能の高い PC 構造は、ますます高度な利用が求められ、要求される性能もますます多様化するものと考えられる。

しかし、近年、PC 鋼材の腐食による早期劣化問題などこれまであまり考えられなかった耐久性上の問題が顕在化してきた。また、一方で、PC 構造物の施工には PC 特有の熟練作業や管理を必要と

することから、PC 構造物の品質はこれらの熟練作業者によって保たれてきたと言える。今後の専門職の確保の困難さを考えると、施工品質の確保の方策が重要である。

このような問題を直視し、根本的に改善を図るとともに、PC 構造も躯体内部に PC 鋼材を設置した場所打ち PC 桁としての利用や PC 橋特有の張出し施工方法などの従来技術に甘んじることなく、多様化と高度化するニーズに対応して新たな構造や利用方法のシナリオが求められている。また、それらの構造物が供用期間に渡って要求される性能を十分に発揮できるように、PC 構造物の保有性能を、荷重作用や環境作用の下で時間軸に沿って、すなわち空間的および時間的にいかに挙動させるかというシナリオ^{4) 5)}を構築していくことが求められている。

1.1.1 プレストレストコンクリート利用における課題

今後の多様化と高度化するニーズに対応して PC 構造物の利用展開を図るに当たり、以下のような課題が考えられる。

第一に耐久性の課題が挙げられる。前述した Marne 5 橋が現在も健全な状態で機能しているように、PC 橋は耐久性が高い構造と考えられていたのにもかかわらず、近年、PC 橋の早期劣化が問題になっている。例えば、PC 橋での変状の種類と劣化機構や劣化要因の調査⁶⁾によれば、早期劣化の原因として、ポストテンション方式におけるグラウトの充填不足に基づく PC 鋼材の腐食や、日本海沿岸地域に代表されるような飛来塩分による塩害や海砂使用による塩害が大きいことが明らかとなっている。このことは、PC 構造物においては初期品質の良否が耐久性に与える影響が大きいこと、ならびに PC 構造物といえども環境作用が厳しい条件では、長期的な性状変化に留意することが重要であることを示している。逆にいえば、初期品質を確保することができれば、PC 構造物は従来考えられてきたように耐久性に富む構造物であり、早期に劣化が進むものではないといえる。

特にグラウトの課題は、ポストテンション方式 PC 技術の根幹に関わる問題であり、グラウト技術や施工技術面の改善だけでなく、問題が生じないような構造的改善が必要である。また、供用期間における塩害等の環境作用に対して構造性能が確保されるように、構造面や材料面からの開発が必要である。

PC 構造は、先に述べたように本格的に使用されてまだ半世紀あまりの構造であり、未だ長期に渡る性能変化については知見が必ずしも得られていない若い構造といえる。今後、構造性能の長期的な経時変化を予見して行くことが必要である。また、万一の場合を想定して、点検や維持管理が容易な構造とするなどの工夫が必要と考えられる。

第二に施工性の課題がある。PC の施工技術は、基本的には欧州で約半世紀前に開発されたプレテンション方式やポストテンション方式の PC 技術を導入して改良・発展させてきたものであり、その根本的な施工法は PC 技術導入後 50 年弱に渡ってあまり変化していないといえる。特に、橋梁を中心とした PC 構造物の施工は、現場での型枠、鉄筋・PC 鋼材の配置・組立てなど手作業による労働集約的作業と PC 鋼材の配置や緊張およびグラウト作業など PC 特有の職人的熟練作業から成り立っている。そのため、それらの作業の良否が PC 構造物の品質を決めると言っても過言ではない。

今後ますます良質の労働力や専門職の確保が難しくなることを考えれば、PC 構造物の施工は、より省力的な施工法や品質管理が容易な施工技術に変革していく必要がある。また、施工性を改善することにより、初期品質の向上や経済性の向上が図られるものと考えられる。

第三として、多様化への対応性や構造性能の有効利用に対する課題がある。土木分野で PC の利用が進んでいるのは橋梁上部工や水タンクなどであり、それは PC 構造の耐荷性能や水密性等の性能に着目して利用されてきたのである。しかし、それ以外については必ずしも PC 構造の性能が活かされておらず、構造形式や部材の利用形態が限られている。その理由の一つとしては、PC 構造の構造性能について、未だその評価が十分になされていないことが挙げられる。例えば、耐震性能については、建築構造物を除けば、耐震性が問題になるような部位に使用されることが少なく、定量的評価が進んでいない。PC 構造の耐荷性能や復元性を活かして橋脚等の地震力を大きく受ける部材への利用を進めるには、耐震性能を明らかにし、性能照査方法を確立していくことが必要である。

また、最近の多様なニーズに対応して、新しい構造形式の開発やプレキャスト部材の利用がなされてきているが、プロジェクトごとの検討が多く、構造性能についての統一的な検討がなされていない⁷⁾。特に新たな構造や利用を考える場合には、使用性はもちろんのこと耐震性能や耐荷性能などの構造安全性を明らかにする必要がある。

第四として、経済性の課題がある。限られた資源の中でのインフラ構造物の構築に当たっては、根幹に経済性がある。これまでも橋梁分野を中心として材料や構造面からのコスト縮減検討がなされてきている⁸⁾。しかしながら、海岸地域では、塩害に対するかぶり増加が大きくなるなど、従来の PC 構造物のコスト優位性が発揮されなくなる可能性があり、構造面からの改革や施工効率の改善が必要である。

1.1.2 課題解決のためのシナリオ

PC 構造における様々な課題に対して、ある経済性の基で解決を図るシナリオは、構造面や材料面の研究・開発の側面からも、まだ種々残されていると考えられる。

施工性や耐久性に対する解決方法の一つとしては、橋梁分野におけるプレキャスト化や外ケーブル構造の利用が挙げられる。プレキャストセグメント構造は、工場や施工現場の特定ヤードで集中的に製作されることから専門的技術者の集中的投入と作業の標準化および機械化施工により初期品質の向上と施工の信頼性の向上ならびに施工の効率化が図られる。また、外ケーブル構造はケーブルが部材外に配置されることによりコンクリートの充填性やケーブルの施工性が向上するとともに、ケーブルの維持管理が容易であることから耐久性にも貢献するものである。

近年、新たな構造として、外ケーブルとプレキャストセグメント構造を組み合わせた工法の利用がはじまっている。これは、両者の利点を組み合わせて急速施工と初期品質や耐久性確保の観点から採用されていることが多い。しかし、その耐荷性能や照査方法および耐震性能は明らかにされているとは必ずしも言えず、今後の検討が必要である。

耐久性については、材料面からのアプローチも有用と考えられる。高性能コンクリートによる初

期品質の向上やそれに基づく耐久性の向上が考えられる。材料特性の経時特性や構造性能面からの十分な検討を行って、将来に渡っての耐久性確保や維持管理の容易な構造としていくシナリオを構築していく必要がある。

ニーズの多様化への課題については、新しい材料や構造を開発することにより、より機能や要求性能に合致した構造を開発することが考えられる。実際に、材料面からの取り組みとして、軽量コンクリートや高強度コンクリートの利用などが検討されてきているが、現状では、その材料性能やその経時特性、施工性等、今後の研究に負うところが大きい状況である。また、構造面からは、波形鋼板ウェブ橋や複合トラス橋などのように、PCを複合構造に適用し、鋼とPC部材の両者の長所を活用していくことも重要である。

本来優れた耐荷力を有するPC構造を、橋脚などの地震力が卓越する構造物に利用することに対しては、最近ようやく適当なプレストレスを橋脚に導入して鉄筋コンクリート橋脚の耐震性の向上を図るというアプローチから研究されてきている。さらに施工性や品質の課題と併せて考えた場合、プレキャストセグメント構造とPC構造を組み合わせた利用が考えられる。しかしながら、耐震性やその施工法については、十分に研究されていない。

1.1.3 研究の目的

本論文では、供用期間にわたって機能を満足し、維持管理が容易な構造物を経済的に整備するという社会の要求に対応して、今後のプレストレストコンクリートの新たな利用シナリオを提案することを目的とする。本論文では、特に初期品質の向上や施工性向上の観点から、プレキャストセグメントの利用に着目するとともに構造物の合理化ならびに耐久性の向上の観点から超高強度コンクリートの利用に着目して、以下の三つの構造技術の実用化に向けて実験ならびに解析的に研究を行ったものである。

- 1) 外ケーブルプレキャストセグメントPC構造の実用化に関する研究
- 2) プレキャストPC橋脚の実用化に関する研究
- 3) 超高強度コンクリートPC構造の実用化に関する研究

1. 2 本論文の構成と内容

本論文の構成は、次のとおりである。

第1章 序論

第2章 PC構造におけるプレキャストセグメントと高性能コンクリートの利用に関する既往の研究

第3章 外ケーブルプレキャストセグメントPC構造の実用化に関する研究

第4章 プレキャストPC橋脚の実用化に関する研究

第5章 超高強度コンクリートPC構造の実用化に関する研究

第6章 結論

第1章では、本論文の研究の背景と研究目的について記すとともに、本論文の構成およびその研究内容について概要を示した。

第2章では、PCの利用技術に関する既往の研究として、外ケーブルプレキャストセグメントPC構造に関する既往の研究、プレキャストPC橋脚に関する既往の研究および高性能コンクリート利用に関する既往の研究について知見をまとめ、実用化に当たっての課題と本研究の意義を明らかにする。

第3章では、橋梁分野における外ケーブルプレキャストセグメントPC構造を対象として、その実用化を図るため、特に全ケーブルに対する外ケーブルの比率が外ケーブルプレキャストセグメントPC構造の曲げ特性や外ケーブルに応力度に与える影響について、系統的に実験的に検討し、その特性を明らかにする。また、曲げ解析手法について検討し、ファイバーモデルを用いた複合非線形解析手法が、設計解析手法として適用できることを明らかにする。さらに、プレキャスト部材と一体構造の違いやケーブル方式の違いによる地震時繰り返し特性について実験的に検討し、耐震性能の留意点を論ずる。

第4章では、本来曲げ性能が高いプレストレストコンクリートの橋脚部材への利用を図ることを目的に、プレキャストセグメント方式について具体的な構造提案を行う。すなわち、接合面に鋼管を用いた連結構造とその連結構造を用いたプレキャストセグメントPC橋脚の構造の提案を行う。次に、連結構造およびプレキャストセグメントPC橋脚について模型実験を行い、本構造の耐震性について論ずる。さらに、ファイバーモデルによる解析手法を用いて、地震時履歴性状を忠実に解析できる手法を検討し、最適なモデル化について論じる。また、本構造の特性を生かした簡易設計法および施工法について論じるとともに、設計法の基礎となるエネルギー一定則の適用性について解析的検討を行い、RC橋脚との比較で論じる。

第5章では、構造物の合理化ならびに耐久性の向上を目指して、超高強度コンクリートをプレストレストコンクリートに利用することを目的に、材料開発ならびにプレテンション部材への利用に対する基礎的な検討を行う。まず、プレストレストコンクリートに適した超高強度コンクリートとするため、自己収縮の低減方法について検討し、 150 N/mm^2 級超高強度コンクリート材料の開発を行う。次いで、開発した材料のクリープ等の経時特性を含めた材料特性および耐久性能について実験的に検討する。また、プレストレストコンクリートへの一つの利用方法として、プレテンション部材への利用を考え、伝達長やプレストレス損失について実験的に検討した結果を論ずる。

最後に、第6章では、本研究で得られた結論について述べるとともに、研究成果を踏まえて今後の展望として、PC 構造物のシナリオについて述べる。

参考文献

- 1) ホセ A フェルナンドスオルドネス：PC 構造の原点プレシネー，建設図書，1999.5
- 2) 岡田清：PC 技術の歩み，プレストレストコンクリート，Vol.42，No.6，pp.14-18，2000.11
- 3) 松下博通：PC 土木構造物の歩みについて，プレストレストコンクリート，Vol.42，No.6，pp.23-31，2000.11
- 4) 宮川豊章：土木コンクリート構造物のためのシナリオ—シナリオデザインへの招待—，セメント・コンクリート，No.632，pp.20-26，1999.10
- 5) 宮川豊章：プレストレストコンクリート構造に求められる性能，プレストレストコンクリート，Vol.41，No.6，pp.19-24，1999.11
- 6) 土木学会：PC 構造物の現状の問題点とその対策 ” 睦好宏史：日本におけるポステン PC 橋の耐久性の現状 “，コンクリート技術シリーズ，No.52，pp.189-194，2003.6
- 7) 土木学会：プレキャストコンクリート部材の力学特性—現状と課題—，コンクリート技術シリーズ，No.43，pp.36-38，2001.6
- 8) 河野文將：委員会報告—PC 業界のコスト縮減に対する取り組み，プレストレストコンクリート，Vol.41，No.6，pp.69-76，1999.11

第2章 PC構造におけるプレキャストセグメントと 高性能コンクリートの利用に関する既往の研究

2. 1 外ケーブルプレキャストセグメントPC構造に関する既往の研究

2.1.1 プレキャストセグメント工法ならびに外ケーブルPC構造技術の進展

プレストレストコンクリート（以下、PCと呼ぶ）橋におけるプレキャストセグメント工法は、工場または施工現場付近で箱桁断面やそれに類似した橋梁の桁を橋軸直角方向に輪切りにした部材（プレキャストセグメント）を製作し、これを施工現場に運搬して接合し、橋軸方向にプレストレスを与えて一体化する工法である。セグメントの製作は、図-2.1.1に示すようなロングライン方式やショートライン方式でマッチキャストにより製作されるのが一般的である。

本工法は、1940年代にPC技術の創始者として名高い Freyssinet によって施工されたフランスの Luzancy 橋および Marne 川 5 橋¹⁾が端緒であり、その後欧米諸国で発展してきた²⁾。わが国では1966年にプレキャストセグメント工法による張出し架設が首都高速道路目黒架道橋で行われている。セグメント接合目地には、エポキシ接着剤が使われている³⁾。その後、コンクリートのポンプ施工が一般化するとともに場所打ち施工の架設技術が進歩し、施工の能率が向上したため、プレキャストセグメント工法は1980年代ではあまり採用されなくなった³⁾。しかし、1990年代に入ると、熟練

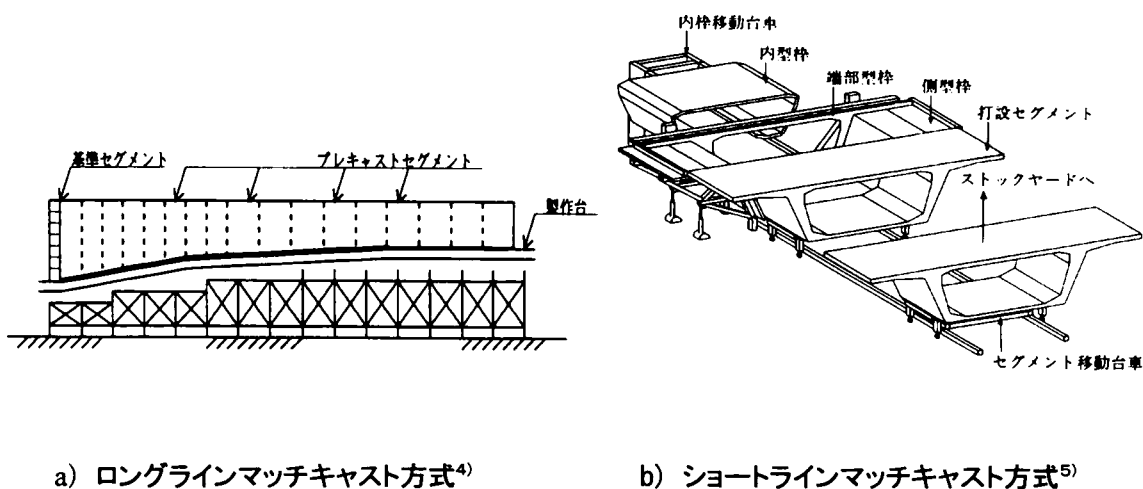


図-2.1.1 プレキャストセグメントの製作方法

労働者の減少や人件費の高騰から機械化や省力化施工の要請が強まるとともに急速施工が要求されるようになり、再びプレキャストセグメント工法の採用が増えてきた。また、PC 橋の形式が多様化するに従い、アーチ橋、PC トラス橋、PC 斜張橋、PC エクストラードード橋、複合橋などの施工にも、プレキャストセグメント工法が採用されるようになってきている⁶⁾。

プレキャストコンクリートが利用される理由は、時代によって変化してきたが、一般に、工場や工場と同等の設備を備えたヤードでプレキャスト部材が製作されることから、①品質管理が十分に行われ品質が安定している、②乾燥収縮ひびわれやクリープの影響が出にくい、③機械力の利用による作業の省力化、効率化が図れる、④養生期間がクリティカルにならず、工期の短縮化が図れる、⑤全体的なコスト縮減などがあげられる。

プレキャストセグメントに関する設計法は、1990 年以前においては、わが国ではプレキャストコンクリートに関する規準が少なく、昭和 53 年（1978 年）の道路橋示方書コンクリート橋編に箱桁に関するプレキャストブロック工法（現在のプレキャストセグメント工法）についての規定が示されている程度であった。平成 7 年（1995 年）には、プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリート道路橋設計・施工指針（案）⁷⁾が刊行されている。しかし、本指針は基本的に継目部のない一体構造としての桁の設計を行い、継目部について設計荷重時に引張りを生じさせないように引張り応力度の制限を行う手法で曲げの検討やせん断の検討を行うことが規定されているのみで、プレキャストセグメント構造の曲げ特性に基づいた指針とはなっていない。

一方、外ケーブル構造は、それまでの一般的な PC 橋梁の桁構造では PC 鋼材を部材内部に配置していたのに対して、PC 鋼材の一部あるいは全てを部材外部に配置した構造である。外ケーブル構造を極端な形で応用した構造形式としては、PC 斜張橋や大偏心外ケーブル PC 橋、別名エクストラードード橋が挙げられる。ここでは、狭い意味で主桁構造に配置される構造を外ケーブル構造と呼ぶ。

外ケーブル構造では、図-2.1.2 に示すように、プレストレス力の部材への力の伝達をケーブルの定着部とケーブルの位置を保持するための偏向部（デビエータ）を介して行う構造である。

外ケーブル構造自体の歴史は古く、1928 年に Dischinger（ドイツ）により、外ケーブル方式の Sale 橋（ドイツ）が初めて建設され、1950 年代までに数橋建設されている⁸⁾。しかし、当時のケーブル防錆技術や設計技術の未熟により、結果として多くの補修を必要とする事態が生じ、外ケーブル方式は停滞を余儀なくされ、内ケーブル方式が全盛となったという経緯がある⁸⁾。その後、外ケーブ

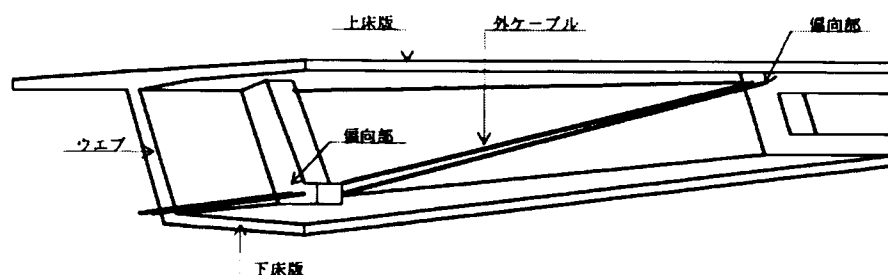


図-2.1.2 外ケーブル構造⁴⁾

ルが既設橋梁の補修・補強方法に適用されるとともに PC 斜張橋の進展に伴って、ケーブルの防錆技術の進展や設計上の考え方が整備されると、J.M.Müller（フランス）は、アメリカにおいて 1980 年に Long-key 橋（アメリカ・フロリダ）を、引き続いて Seven-Mile 橋など数橋を近代的な外ケーブル方式で建設している⁹⁾。これらの橋梁はいずれも、外ケーブル方式とプレキャストセグメント工法とを組み合わせた手法を用い、しかもスパン毎に架設することから内ケーブルを用いない全外ケーブル方式としており、外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の先駆けとなっている。その後、自重や架設荷重に対して内ケーブルを配置し、活荷重に対して外ケーブルを配置する内外併用ケーブル方式が、張り出し架設に採用されるようになり、フランス、アメリカ、ドイツなどを中心として、外ケーブル構造を利用した橋梁が数多く建設されるようになった。

わが国でも、1964 年の柿生橋など比較的古くから建設されていたが、本格的な外ケーブル方式の PC 橋としては、東北新幹線の笹目川橋（1985 年）であり、その後、鉄道橋等で建設されるようになった。しかし、最近までは、いずれも一体構造としての PC 橋梁に用いられてきた。これは、プレキャストセグメントの利点を生かせる大規模な橋梁工事がなかったことや、外ケーブル方式プレキャストセグメント構造に関する設計・施工指針が、海外も含めてわが国で十分に整備されていなかったことが原因の一つと考えられる。

外ケーブル構造の利点としては、①ケーブルが断面外に配置されるのでウェブ厚が減少できる、②コンクリートの充填性の向上やケーブルの維持管理が容易である、③ケーブル配置が簡単で、設計上の自由度が高く、また施工の合理化が図られることにより工期短縮が図れる、④外ケーブル緊張力の摩擦損失の軽減が図れる、などがあげられる。

次に、外ケーブル方式プレキャストセグメント PC 構造は、図-2.1.3 に示すようにプレキャストセグメント PC 構造と外ケーブル PC 構造を組み合わせた構造であり、構造躯体をプレキャストセグメントであらかじめ製作し、これを現地で運搬・架設して外ケーブルや内ケーブルで緊張し一体化する工法である。ちなみに、設計的には、内ケーブルで死荷重分を、外ケーブルで活荷重分に対応させて配置して曲げに抵抗させるという内外併用ケーブル方式が採用されることが多い。前述した Long-key 橋のように、支間（スパン）毎に一度に架設していくスパンバイスパン工法（写真-2.1.1 参照）の場合には、プレキャストセグメントと外ケーブルの相性がよく、一層の施工合理化が図れるため、外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の採用が増加している。

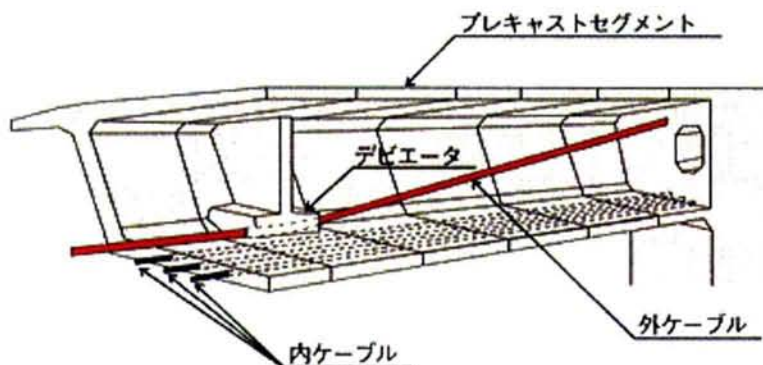


図-2.1.3 外ケーブル方式プレキャストセグメント PC 構造

わが国では、1996年にスパンバイスパン工法で架設された四国縦貫自動車道重信高架橋で初めて内外併用ケーブル方式の外ケーブルプレキャストセグメント PC 工法が採用された。本橋梁では、標準スパンにおける外ケーブルの使用率が74%となっており、本方式の破壊性状の確認のため、実大模型実験が行われている¹⁰⁾。

これを契機として、わが国でも外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の採用が増加し、本構造の力学的特性や施工方法について、各プロジェクト毎に実施されて知見が蓄積されてきている。それらの成果がまとめられ、平成8年3月(1996年)に「外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工規準(案)」⁴⁾が刊行されている。しかし、本規準では外ケーブル構造やプレキャストセグメント構造についてそれぞれ別個に設計法が示されているものの、外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造については、設計手法等について概要を示すにとどまっており、力学特性に関するさらなる知見の蓄積が必要とされている。



写真-2.1.1 スパンバイスパン工法によるプレキャストセグメントの架設

2.1.2 外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の力学挙動に関する研究

外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造は、外ケーブル構造とプレキャストセグメント構造を組み合わせた構造であるため、その力学的挙動は、外ケーブル構造の力学的挙動とプレキャストセグメント構造の力学的挙動の両者を考える必要がある。

一般的に、プレキャストセグメント部材の力学的特性に影響を与える要因としては、軸方向に連続した鉄筋が配筋されないこと、プレキャストセグメント部材の接合面の形状(せん断キーの寸法など)および接合方法(接合面の樹脂の有無)が挙げられている。また、外ケーブル構造の力学的特性に影響を与える要因としては、コンクリートとケーブルに付着がないこと、ケーブルの位置変化、内ケーブルと外ケーブルの比率などが挙げられる。

ここでは、外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の力学特性に関連する外ケーブル構造に

関する研究ならびにプレキャストセグメント PC 構造に関する研究も含めて既往の研究について調査し、外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の課題について整理する。

(1) 外ケーブル PC 構造の力学挙動

外ケーブル PC 構造は内ケーブル PC 構造と異なり、緊張材とコンクリートとの付着がないため、ケーブルの歪みは同位置のコンクリートの歪みと一致せず、通常の曲げ理論が適用できない。このため、アンボンド PC 構造の理論を準用して扱われるのが一般的で、曲げ耐力の算定にはアンボンド PC 部材の研究結果が多く用いられてきた。

アンボンド PC 部材についての研究については、古くは坂・六車¹¹⁾の研究があり、梁の全ての断面に対する力の釣り合いと変形の適合条件を満足する厳密な理論解が示されている。また、六車・渡辺ら¹²⁾は、さらに発展させて、コンクリートの応力・ひずみの非線形性や鉄筋を考慮したアンボンド PC 梁の曲げ終局耐力精算法を提示している。これらの精算法はトライアル計算となり、煩雑なため、実務的には略算法と呼ばれる手法が用いられている。略算法にも2つの方法があり、一つはコンクリートとアンボンド PC 鋼材のひずみ差を与える方法であり、六車・渡辺ら¹²⁾の研究がある。もう一つは、PC 鋼材の応力度を直接半理論式や実験式で与えるもので、Pannel¹³⁾、Mattock¹⁴⁾、Naaman¹⁵⁾らの研究がある。

しかし、外ケーブル PC 構造は、定着部とデビエータに支持されているだけであるので、アンボンド PC 部材とは異なり、部材の変形の増大に伴い、ケーブルの位置が変化し、これが曲げ耐力に影響することが知られている。

柳沼ら¹⁶⁾¹⁷⁾は、外ケーブル方式ならびにアンボンド内ケーブル方式の PRC 梁について、引張鉄筋量、PC 鋼材量、プレストレス力、スパンと梁高さとの比を変化させた系統的な実験を行っている。これらの実験から、支持点数が2以上あれば、外ケーブル PC 梁は、アンボンド PRC 梁と同様な曲げ耐力と変形性能が得られること、スパンと有効高さの比 (L/d) が大きい場合、中間支持点がないとひび割れ後に曲げモーメントが著しく低下することなどが報告されている。また、柳沼¹⁸⁾は、梁部材を梁要素、外ケーブルを棒部材とした簡易な有限要素解析で材料非線形と幾何学的非線形を考慮した解析を行い、実験結果とよく一致することを示している。

睦好ら¹⁹⁾は、外ケーブル PC 梁でデビエータの数、間隔、ならびにアンボンド PC や一体構造の PC 梁と比較して曲げ実験を行うとともに、外ケーブル PC 梁の曲げ耐力の算定式を提案している。これによれば、デビエータ間隔はケーブル有効高さとケーブル応力の増加に影響し、間隔が大きくなるほど曲げ耐力や変形性能が低下すること、外ケーブル試験体、内外ケーブル試験体（外ケーブル比率 66%）および内ケーブル試験体の比較では、この順で曲げ耐力が増加することが指摘されている。また、アンボンドの耐力算定式として提案されている Naaman 式¹⁵⁾にケーブル高さに関する低減係数と外ケーブルに対する歪低減係数を導入することで外ケーブル PC 梁の曲げ耐力を算定することができるとしている。

幸左²⁰⁾らは、実橋の 1/3 の PC 梁で内外ケーブル比率、荷重載荷幅、軸方向鉄筋量、ケーブル固定長をパラメータとした曲げ実験を行い、非線形フレーム解析により耐力と変形性状や外ケーブル増加応力を評価している。これによれば、外ケーブル比率の増大とともに終局耐力が直線的に低下

し、全外ケーブルでは内ケーブルの84%になるとともに変形性能は内ケーブルの50%程度になること、終局時外ケーブル増加応力度は、引張鉄筋量が極端に少ない場合を除いて 600N/mm^2 程度であること、などが示された。また、非線形フレーム解析は、通常程度の引張鉄筋量を有する場合には、内外ケーブル比率に関係なく、実験の諸挙動とよく一致することを報告している。

(2) 外ケーブルプレキャストセグメントPC構造の力学挙動

内ケーブル方式のプレキャストセグメントPC構造については、わが国において過去にセグメントの接合面に着目した研究が行われてきた。接合面の接着剤について、1966年の目黒架道橋におけるプレキャストセグメント箱桁の張出し架設を契機に、エポキシ樹脂接着剤に関する品質規格案が示されている²¹⁾²²⁾。その後、岡田ら²³⁾は、 $10\times 10\times 40\text{ cm}$ の試験体で簡易的な曲げ・せん断試験より、梁としての破壊耐力は一体構造と差がないことを示している。また、小林²⁴⁾は、モルタル目地を有するPCはりの曲げ実験から、モルタル強度がプレキャスト部材と同等であれば曲げ耐力に影響しないことを報告している。

プレキャストセグメントPC構造の曲げせん断挙動については、伊藤ら²⁵⁾が、アンボンドとボンドタイプの一体構造の梁とプレキャストセグメント梁とを用いてせん断実験を行っている。その結果によれば、一体構造の場合には、アンボンドとボンドに関係なくひび割れ発生やせん断耐力に影響がないものの、プレキャストセグメントの場合には、軸方向鉄筋が不連続となるため、一体構造に比べてせん断耐力は約2割程度低下することが指摘されている。

海外では、本構造の実物大規模の梁部材(スパン約27m、桁高1.5m)の曲げ載荷実験が行われ²⁶⁾、曲げひびわれがセグメント接合面から発生する以外是一体構造の梁と同等な挙動を示すことが報告されている。

外ケーブル方式のプレキャストセグメントPC構造についての研究は、わが国では少なかったが、本構造の採用とともに、最近10年程度で増えてきている。

山口ら²⁷⁾および睦好ら²⁸⁾は、プレキャストセグメントを用いた外ケーブルPC部材について、目地の種類、セグメント長、デビエータ数などをパラメータとした曲げ実験を行い、一体構造と比較している。これらの結果によれば、ドライ目地、エポキシ目地および一体構造の目地条件の違いによって、ひび割れ発生位置やひび割れの進展状況が異なるものの、最大曲げ耐力は目地条件にあまり左右されないこと、一体構造では鉄筋が降伏するまで荷重が増加するのに対して、プレキャストセグメント構造では、引張鉄筋が連続して配筋されていないため、ひび割れ発生後の荷重増加が少なく、一体構造より耐力が2割程度低下することなどを示している。また、精算法により、最大耐力については精度良く求めることができるとしている。また、2スパン連続桁の外ケーブルプレキャストセグメントPC構造の曲げ実験を行って一体構造と比較し、圧縮部を拘束筋により補強することにより変形性能が改善され、安定した塑性ヒンジを形成できることなどを報告している。

柳沼²⁹⁾³⁰⁾は、プレキャストセグメントPC構造と一体打ちのPC構造で、外ケーブル方式ならびに内外併用ケーブル方式のPC桁の曲げ載荷実験を行い、その挙動について検討している。プレキャストセグメント桁の目地部は接着剤を用いていないドライジョイントとし、内ケーブルにはアンボンドPC鋼材を用いている。この結果から、セグメント桁の最大耐力は、一体打ち桁の最大耐力に

対して約 21～25%低下するとしている。また、一体打ち桁で鉄筋配置をセグメント桁と同一の不連続配置した試験体についても検討し、最大耐力や変形性状がセグメント桁とほぼ同じであることから、連続した引張鉄筋がないことによりひび割れが集中し、耐力や変形性能が低下すると報告している。

外ケーブルと内ケーブルとの分担についてどのように設定するかは、設計上の課題であるとともに力学性状も変化する。柳沼³⁰⁾によれば、全外ケーブル方式と 50%を内ケーブルとした内外併用ケーブル方式の曲げ試験結果の比較では、内外併用ケーブル方式の方が、耐力が 16%増加することを報告している。

また、西川ら³¹⁾は、プレキャストセグメント PC 部材について、外ケーブル比率、デビエータ間隔、セグメントの引張鉄筋量数などをパラメータとして曲げ試験を行い、曲げ破壊性状の影響を調べている。これによれば、外ケーブル比率を 0, 50 および 100%と変化させた結果から、曲げ耐力がこの順に減少し、ひび割れも狭い範囲に集中すること、また偏向部の間隔が広くなると曲げ耐力が低下することを示している。

中村ら³²⁾は、内ケーブルを 26%とした内外併用ケーブル方式のプレキャストセグメント連続箱桁橋の設計に当たり、連続桁としての全体挙動の把握と曲げ破壊安全度の確認のため、実橋の 1/3 とした 2 径間の大型試験体で曲げ載荷実験を行うとともに、複合非線形解析結果と比較している。載荷としては、最終的に片側の径間を一定荷重としてもう一方の径間の荷重を増加させる非対称荷重で破壊まで載荷している。これによれば、内外併用ケーブル方式の連続箱桁橋の曲げ挙動は、支間中央のひび割れ、中間支点のひび割れが大きく進行し、中間支点到塑性ヒンジが形成されて、最終的に中間支点の圧壊で終了し、モーメント再配分が発揮されたこと、外ケーブルの増加応力としては、連続ケーブルで 350N/mm^2 (単ケーブルで 500N/mm^2) となったことが報告されている。また、解析結果は、耐力および変形性状を小さめに評価したこと、コンクリートの圧縮ひずみや内ケーブルおよび外ケーブルの引張ひずみは、ケーブル降伏時点まではよく一致しているものの、破壊時近傍では、解析値ほど増加しないことが報告されている。これらの要因として、コンクリートの鉄筋による拘束効果や解析における応力-ひずみ曲線の選定の影響が考えられるとしている。

以上のように、外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造については、最近の実構造への適用に並行してその終局挙動についても研究されてきているが、プロジェクト毎に検討されている場合が多く、系統的な研究が少ないといえる。また、研究目的も終局耐力に着目した研究が多く、内外ケーブル比率などの影響要因に対応した力学挙動変化の解明や耐震性能に関する研究は少ないのが現状である。外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造をより発展・展開させるためには、耐力、変形、破壊モード等の保有性能を明らかにするとともに、実務的な解析手法の提案が必要であると考えられる。

2. 2 プレキャストPC橋脚に関する既往の研究

2.2.1 プレキャスト部材の下部構造への利用

下部構造の内、脚柱部のプレキャストコンクリートによる施工としては、1962年に二子棧道高架橋で脚柱部、梁部を工場製作とした不等脚ラーメン構造がある。また、1967年にはラーメン橋脚の小牧高架橋脚（図-2.2.1）や荒川東高架鉄道橋橋脚において、工期短縮を主目的として実施されている¹⁾。その他いくつかの事例はあるが、わが国では、プレキャストコンクリート脚柱の事例は少ない。これは、土木では橋脚の脚柱部の断面が大きい場合が多く、運搬や架設に問題があること、それに伴って経済性のメリットを出しにくいこと、プレキャストコンクリート脚柱の耐震性については研究が少なく、規準がなかったことから採用しにくかったこと等の理由が挙げられる。

海外では米国などにプレキャスト橋脚の事例が見られる。米国のテキサス州道路局では、橋脚にプレキャストセグメントを用いる場合の施工標準が作成され²⁾、プレキャストセグメント工法による標準断面や施工システムが示されている（図-2.2.2）。テキサス州では耐震設計が必要とされていないため、PCは架設的に用いられ、標準化が容易であったことも関係していると考えられる。米国でも地震地域でのプレキャスト橋脚の施工はあまり見受けられないようである。

カナダ東端のプリンスエドワード島とカナダ本土とを結ぶコンフェデレーション橋（旧名 Northumberland 橋）³⁾では、冬期に気象条件が厳しく、海峡が氷塊に覆われ海上作業が全く不可能になるため、水中および海上作業をできるだけ少なくする観点から、PC橋脚が採用されている。脚柱部は図-2.2.3に示すように、重量約3,000tのピアベースと約4,000tのピアシャフトから構成されており、現地にて8700t吊フローティングクレーンでそれぞれ一括架設されている。ピアベースとピアシャフトの接合部にはせん断キーが設けられており、接合部水平面は高強度モルタルが充填された後、PC鋼材が緊張され、さらに、側面部にグラウトが充填される構造となっている。

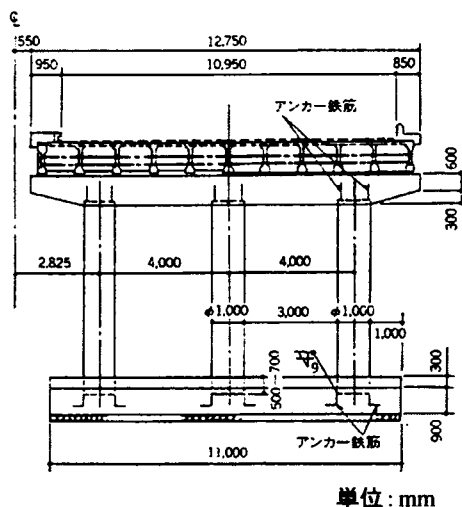


図-2.2.1 小牧高架橋¹⁾

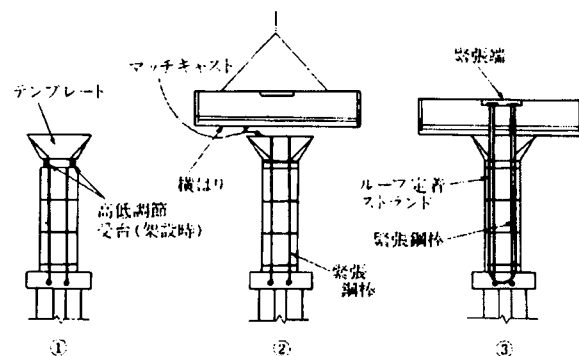


図-2.2.2 プレキャスト橋脚の標準²⁾

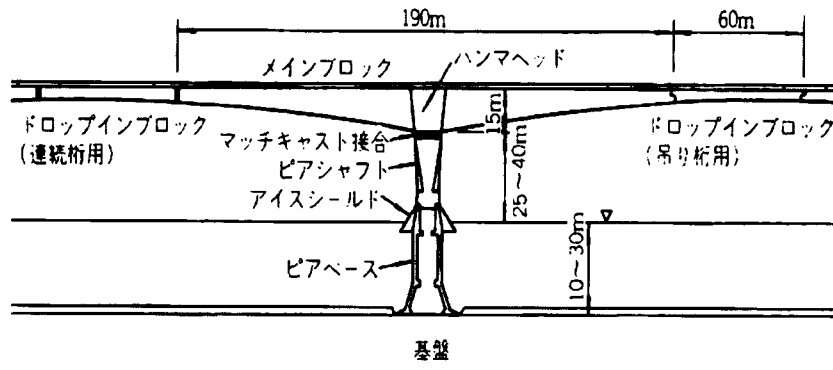


図-2.2.3 コンフェデレーション主橋部の構造³⁾

一方、全断面のプレキャストコンクリート部材を用いるのではなくプレキャストコンクリート型枠を用いて脚柱部を構築することも行われている。当時の建設省は、1990年から5年間かけて官民連帯共同研究「プレキャストコンクリート型枠の設計施工技術の開発に関する研究」を行い、プレキャストコンクリート型枠の脚柱部への利用が推進された⁴⁾。1995年には倉見高架橋（石川県津幡バイパス）の脚柱部（図-2.2.4）に試験施工されている⁴⁾

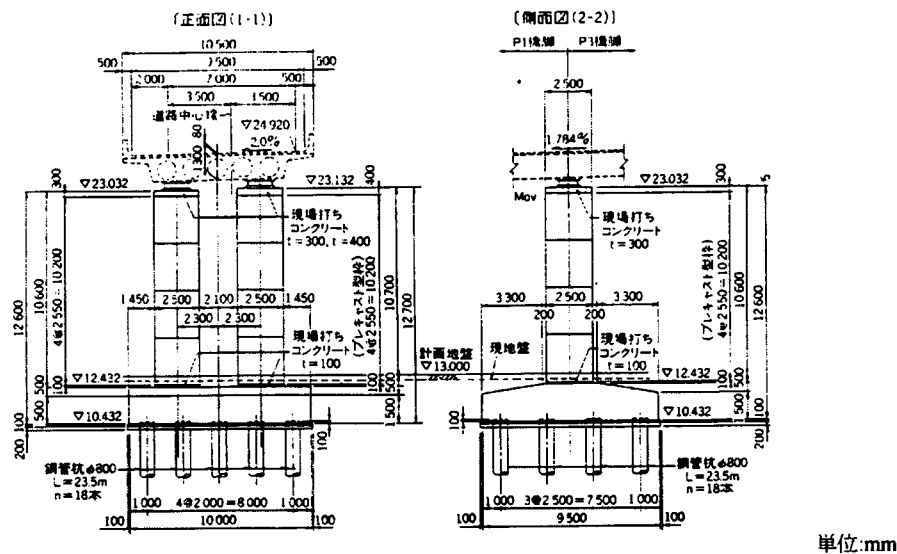


図-2.2.4 倉見高架橋の脚柱部⁴⁾

2.2.2 PC橋脚に関する研究

わが国では、阪神大震災以降、橋脚の耐震設計が改定されてRC橋脚の耐震性が向上した反面、靱性を確保することを目的に、帯鉄筋や中間帯鉄筋を高密度に配筋するようになってきた。そのため、配筋量の増加や配筋方法の複雑化が実際の施工を困難にしている場合もあり、品質上の問題に

なる場合もある。これに対して、適当なプレストレスを脚柱軸方向に導入することにより RC 橋脚の耐震性の向上を図るといいうゆるパーシャルプレストレストコンクリート橋脚（以下、PPC 橋脚と略す）の考え方が注目され、最近研究が進められるようになってきた。

伊藤ら⁵⁾は、橋脚柱部材を対象としてアンボンド方式で軸方向にプレストレスを導入した柱部材の静的正負交番載荷実験を行い、PC 部材の橋脚への適用性を検討している。その結果によれば、全軸圧縮応力度がコンクリート圧縮強度の 25%程度であれば、従来の RC 橋脚と同程度のじん性率を有し、残留変位は RC 橋脚の 1/5 程度となり、大幅に耐震性能を改善できるとしている。

その後、プレストレストコンクリート技術協会に「橋脚 PC 構造委員会」（1997.1～1999.3）が組織され、橋脚の PC 構造の耐震性について系統的な模型実験による研究がなされている。その中では、軸方向鉄筋と PC 鋼材を併用した PPC 橋脚を対象として、断面形状（中実、中空）、軸応力度（1,3,4MPa）、コンクリート強度（35, 60MPa）、プレストレス導入量および PC 鋼材の付着の有無を要因として検討されている。一部、プレキャスト部材とした PC 橋脚についても検討されている。これらの実験結果については、各報告^{6)～24)}にとりまとめられている。実験結果の総括的報告としては、池田ら¹³⁾、筆者ら¹⁸⁾が行っており、次のような結果が得られている。

- ① RC 橋脚では、軸方向鉄筋の座屈によって耐荷力が低下するが、PPC 橋脚では、鉄筋が座屈しても顕著な耐荷力の低下がなく、粘りのある挙動を示す。
- ② PPC 橋脚では、以下で定義するプレストレスの導入量が大いほど、曲げひび割れ、せん断ひび割れの発生が少なくなる。
- ③ プレストレス導入量を λ として以下のように定義した場合、 λ が大きくなるほどエネルギー吸収能は低下するが、図-2.2.5に示すように残留変位は小さくなり、履歴復元力特性は、原点指向性が強くなるなど、 λ は履歴性状を決定する重要な指標となる。

$$\lambda = A_p f_{py} / (A_s f_{sy} + A_p f_{py}) \quad (2.2.1)$$

ここに、 A_p, A_s : PC 鋼材および鉄筋の断面積、 f_{py}, f_{sy} : PC 鋼材および鉄筋の降伏点応力

- ④ 載荷荷重が最大荷重の 80%となった時を終局とした場合、じん性率 μ ($\mu = \delta_u / \delta_y$, δ_u : 終局変位, δ_y : 降伏変位) は、図-2.2.6に示すようにプレストレスレベルが 4 MPa 程度までは、プレストレスレベルが大いほど増加し、変形性能が向上する。
- ⑤ PC 鋼材に付着が無い場合、載荷荷重による PC 鋼材の増加ひずみが小さく、付着のある場合に比べて残留変位をさらに小さくすることができる。また、曲げ破壊耐力を同等にした場合では、付着の有無によるエネルギー吸収能の差はごくわずかである。
- ⑥ 外力による軸圧縮応力度を 1MPa と 4MPa とした場合、エネルギー吸収能および残留変位には、大きな差は生じない。ただし、外力による軸圧縮応力度が大きくなると変形性能は小さくなり、プレストレスによる圧縮応力とは効果が異なる。

また、池田⁵⁾や白浜ら⁶⁾は、中空断面にプレストレスを導入した橋脚柱部材を対象として、コンクリート強度、軸圧縮応力度およびプレストレスを要因とした静的正負交番載荷実験ならびに準動

的載荷実験を行った結果から、軸方向プレストレスを有する中空断面コンクリート橋脚は、導入プレストレスの大きさが適当な範囲（4MPa 程度）であれば、地震動をタイプⅡとした直下型地震動に対しても残留変位量の小さい復元力特性に優れた地震応答挙動を示し、損傷も柱基部に限定されることを示している。

プレキャストセグメント橋脚の耐震性については、森²⁵⁾が報告し、一体打ち PPC 橋脚に比べて、エネルギー吸収性能、残留変位が小さくなること、PC 鋼材が降伏時に最大荷重に達し、その後一体打ち PPC 橋脚よりも高い変形性能を有すること、損傷が継目部に集中し、ロッキング現象を示すが、PC 鋼材の座屈が生じないことから大変形状態でもコアコンクリートは健全であることなどが示されている。

これらの研究成果をもとに、「プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン」²⁶⁾が整備され、PPC 橋脚が設計可能な段階となっている。しかし、プレキャストセグメント橋脚については、ロッキング挙動により継目部の目開きが大きくなることから、継目部近傍の PC 鋼材のひずみは PPC 橋脚に比べて大きくなる傾向にあり、PC 鋼材が降伏点を超えて繰返し荷重を受けると初期緊張力が徐々に低下し、継目部のせん断抵抗力が低下する可能性がある。また、PC 鋼材のひずみの制限値の設定に当たっては、破断に対して十分に安全でなければならない。また、設計での考え方や手法について、現状では必ずしも明らかとはなっていない。

プレキャストセグメント橋脚の実用化にあつては、これらの点について十分に配慮した構造と設計手法の確立が望まれる。

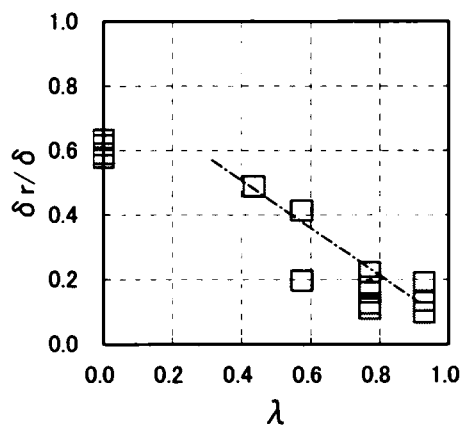


図-2.2.5 プレストレス導入量 λ と
残留変位 $\delta r/\delta$ との関係¹⁸⁾

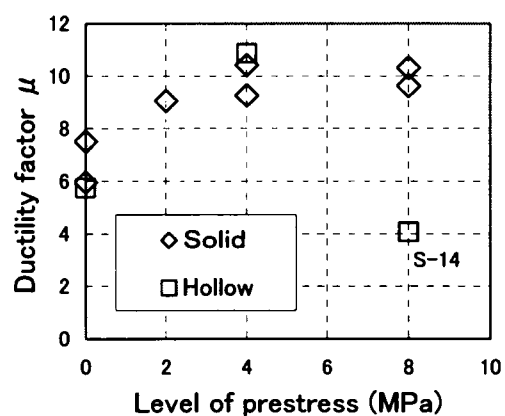


図-2.2.6 プレストレスレベルと
じん性率 μ との関係¹⁸⁾

2. 3 高性能コンクリート利用に関する既往の研究

近年、コンクリート材料の進歩が著しく、高強度コンクリート、高強度軽量コンクリート、高じん性コンクリート、高流動コンクリートなど強度特性や耐久性ならびに施工性に優れた高性能コンクリートが利用されるようになってきている¹⁾。この中で、コンクリートの高強度化は、部材耐力等の力学特性の向上が図れ、構造物の部材断面の縮小につながることから、コンクリート構造物を軽量化することが可能となる。また、コンクリートの高強度化は、必然的にセメントマトリックスの緻密化につながり、コンクリートの耐久性が飛躍的に向上する。これによって構造物の長寿命化が図られ、維持管理費用の低減に結びつくという大きなメリットが考えられる。

このようにコンクリートの高強度化は、コンクリート材料の力学特性の性能向上と耐久性の向上とを同時に図れることから、欧米では、高強度コンクリートを、“High performance concrete”（高性能コンクリート）と呼んでいる。

高強度コンクリートの利用は、1962年に我が国でナフタレンスルホン酸系の高性能減水剤が発明された²⁾ことによって、所定のワーカビリティのもとで水セメント比の低減が可能になり、日本をはじめ、ヨーロッパやアメリカ等多くの国で実用化が始まっている。その利用先も、橋梁上下部構造物、海洋構造物や建築構造物などがある。高強度コンクリートの定義は各国によって異なるが、ここでは、 60N/mm^2 以上を高強度コンクリートとして、その利用状況や研究状況を概観する。

2.3.1 高性能コンクリートの利用

(1) 日本における高強度コンクリートの利用

我が国における高強度コンクリートの利用は、当初、橋梁分野やPC杭などのプレキャスト製品分野のPC技術とともに発達してきている。橋梁分野では、高強度コンクリートの利用が橋梁スパンの長大化を目的に検討され、1970年代に設計基準強度 80N/mm^2 のプレキャスト部材を用いたPCトラス橋3橋が施工されている³⁾。また、プレキャストコンクリート製品においては、我が国で遠心力締め固め成形方法が開発されるとともにオートクレーブ養生などの技術によってPC杭の製品化技術が進み、1982年に 80N/mm^2 程度の高強度プレストレストコンクリート杭（HPC杭）がJIS化されている⁴⁾。その他、PCスノーシェッドに 70N/mm^2 を超す高強度コンクリートが用いられている³⁾。

このように、プレキャスト製品などの特定の分野では、高強度コンクリートの活用がされてきているが、道路橋等の分野では、あまり利用が活発でなかった。この理由の一つとしては、土木学会の高強度コンクリート設計施工指針（案）（1980）⁵⁾において、コンクリートの設計基準強度はRC用として 60N/mm^2 、PC用として 80N/mm^2 までが示されていたものの、当時の道路橋示方書では、コンクリートの設計基準強度が 50N/mm^2 までしか規定されておらず、場所打ちPC橋梁には、一般的に 40N/mm^2 が多用されていたことが挙げられる。また、斜張橋などの構造形式の開発で長スパン

化が実現されたこと、高強度コンクリートがレディーミクストコンクリートを用いた現場打ちコンクリートとしては、品質管理やポンプ施工の観点からまだ難しい面があった³⁾ことなどが考えられる。

その後、高性能A/E減水剤の登場によって、1990年代に入り、表-2.3.1⁶⁾に示すように、強度の必要性や耐久性の観点およびプレキャストセグメント橋の発展により、 60N/mm^2 以上の高強度の場所打ちコンクリートや現場でのプレキャストセグメント製作が行われてきている。

表-2.3.1 最近の高強度コンクリートを活用したPC道路橋⁶⁾

橋梁名	最大スパン (m)	構造形式	設計基準強度 (N/mm^2)	完成年	打設方法
青森ベイブリッジ	240	PC斜張橋(主塔)	60	1992	ポンプ
大芝大橋	210	PC斜張橋	60**	1997	バケット
岡部川橋	34.4	2径間PCコンボ橋	60*	1998	バケット
菅野側道橋	13.9	PC床版橋	80*	1998	バケット
天建寺橋	219	PC斜張橋	60*	1999	ポンプ
宮川橋	19.5	PC床版橋	80*	1999	バケット
甲塚跨道橋	22.92	PCT桁橋	80*	1999	バケット
木曾川橋	275	PC鋼複合橋	60**	2001	ポンプ
揖斐川橋	275	PC鋼複合橋	60**	2001	ポンプ
榛名南麓10号橋	48	PC連続桁橋	60	2001	ポンプ

注) *印；プレキャストプレテン桁，**印；プレキャストセグメント

海洋構造物としては、1984年に北極海向け石油掘削用リグ(Super CIDS)に、凍結融解抵抗性、耐摩耗性、耐久性の観点から、 $58\sim 65\text{N/mm}^2$ のシリカフェームを混和した高強度軽量コンクリートが使用されている⁷⁾。また、その他の分野としては、LNG地下タンクの高強度連続壁⁸⁾やPCLNGタンク⁹⁾で 60N/mm^2 クラスの高強度コンクリートが利用されてきている。

このような流れを受け、土木学会コンクリート標準示方書では、平成8年版(1996年)からコンクリート強度としてそれまでの 50N/mm^2 から 80N/mm^2 にまで適用範囲を拡大している。また、道路橋示方書においても、当時の建設省土木研究所の研究成果¹⁰⁾を基に、平成8年版(1996)からPC用コンクリートの圧縮強度を 50N/mm^2 から 60N/mm^2 に改訂するとともに、プレキャスト部材には 80N/mm^2 までの強度が認められている。

高強度コンクリートをPC橋梁に適用した場合の効果については、例えば、スパンが80mの橋梁に 120N/mm^2 のコンクリートを使用すると、 40N/mm^2 を用いた場合に比べて主桁の重量を45%に低減でき経済的な設計が可能になるという試算³⁾も行われている。また、則武ら¹¹⁾は、PC箱桁構造、ウェブを鋼とした合成構造やPCトラス構造のプレキャストセグメントに $80\sim 100\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートを使用して軽量化した場合の問題点を指摘するとともに、上下床版とトラス構造からなる新しいプレキャストセグメント構造を提案している。

一方、建築分野では、高強度コンクリートの利用が遅れていたが、1988年から5年間かけた当時の建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」、

いわゆる New RC プロジェクトにより、 $30 \sim 120 \text{ N/mm}^2$ までのコンクリート強度と $400 \sim 1200 \text{ N/mm}^2$ までの高強度鉄筋を対象とした開発や検討が行われた¹²⁾¹³⁾。このプロジェクトを契機として、種々のタイプの高性能 A E 減水剤が開発されるとともにフライアッシュやシリカフュームなどの混和材の検討が進み、42, 60, 80, 100 N/mm^2 のカテゴリーで、高強度コンクリートが実用化されている¹⁴⁾。最近では、 100 N/mm^2 以上の超高強度コンクリートの RC 柱が高層ビルに適用されてきている¹⁵⁾。

(2) 欧米での高強度コンクリートの利用

欧米ではシリカフュームが比較的安価な材料のためもあり、高強度化、耐久性の向上や施工性の改善などを目的として、シリカフュームを混入したコンクリートが構造物に利用されてきている。

高強度コンクリートの橋梁への利用としては、フランスでは、1988 年までは主に高強度化を主目的としてシリカフュームを混合した高強度コンクリート ($60 \sim 70 \text{ N/mm}^2$) が大規模な橋梁に用いられていたが、それ以降では、耐久性向上による維持管理費の縮小を目的に中小規模の橋梁にも用いられている¹⁶⁾。Normandie 橋 (1995 年) では、セメントにシリカフュームを混合した混合セメント (7~9% 混合) を用いて、PC 箱桁や主塔に 60 N/mm^2 (実強度 $85 \sim 95 \text{ N/mm}^2$) のコンクリートを使用し、耐久性向上も併せて設計に反映されている¹⁷⁾。また、鋼トラスと PC 床版の複合構造である Roize 橋では、設計基準強度 80 N/mm^2 のコンクリートが PC 床版に適用され、床版厚さを 14cm としている¹⁸⁾。(写真-2.3.1)

アメリカおよびカナダでは、超高層ビルの柱部材への適用を目的として、高強度コンクリートの利用が始まり、 $60 \sim 100 \text{ N/mm}^2$ の強度が利用されてきている¹⁹⁾。一方、米国連邦交通局 (FHWA) では各州と協力し、 $60 \sim 100 \text{ N/mm}^2$ の高強度コンクリートの利用が進められ、1998 年時点で、15 州で 20 橋以上が完成あるいは施工中である²⁰⁾。高強度コンクリートを利用する理由としては、主桁本数の減少に伴うコスト低減と高耐久化に伴うライフサイクルコストの縮減効果を挙げている²⁰⁾。

最近では、カナダの Northumberland 海洋架橋 (1997 年) で耐久性の観点から 60 N/mm^2 (91 日強度) のコンクリートを使用するとともに、耐摩耗性の要求からプレキャスト橋脚のアイスシールド部分に 90 N/mm^2 の高強度コンクリートが使われている²¹⁾。

ノルウェーでは、当初、北海油田におけるコンクリート製プラットフォームの施工性改善のためシリカフュームを利用していたが、その後、表

-2.3.2 のプラットフォーム用コンクリートの変遷²²⁾に示すように、塩化物イオンの浸透に対する抵抗性や水密性ならびに凍結融解抵抗性などの耐久性向上と高強度化・軽量化を目的として 80 N/mm^2 程度の高強度軽量コンクリートが用いられてきている。また、海上架橋でも耐久性の観点から、Helgeland 橋 (1991 年)²³⁾や Varodd 橋 (1994 年)²⁴⁾で 65 N/mm^2 のコンクリートの使用や高速道路橋で 75 N/mm^2 のコンクリートが使用されている。



写真-2.3.1 Roize 橋

表-2.3.2 北海油田掘削用プラットフォーム用コンクリートの変遷

コンクリートの配合	1971	1993～1994		
	Ekofisk	Troll A 普通コンクリート	Troll A 軽量コンクリート	Heidrun TLP 軽量コンクリート
セメント OPC 高強度セメント	450 —	— 420	— 420	— 420
シリカフェュームスラリー	—	16	40	40
細骨材	0 mm～3 mm	—	—	700
	0 mm～5 mm	890	915	—
	0 mm～10 mm	900	—	—
粗骨材	5 mm～16 mm	970	465	—
	16 mm～32 mm	900	—	—
軽量骨材	4 mm～8 mm	—	—	325
	8 mm～16 mm	—	—	265
	4 mm～12 mm	—	245	—
リグニン系減水剤	2～6	—	—	—
高性能減水剤	—	6～7	6～8	7～8
AE剤	0～0.1	—	0.2～0.3	0.2～0.3
水結合材比 W/(C+S)	0.38～0.40	0.38	0.37	0.36
スランブ (mm)	80～100	250	230～250	220～250
密度 (kg/m ³)	2 420	2 450	2 250	1 940
28日強度 (MPa)	54	87	86	78
標準偏差 (MPa)	4.8	3.9	4.6	4.2
基準強度 (MPa)	47	82	80	71

一方、最近では、超高強度モルタルに繊維を混入した 100 N/mm^2 以上の強度を有する超高強度繊維補強モルタルが開発され、1997 年には Sherebrock 歩道橋（カナダ・ケベック州）がプレキャストコンクリートで施工されている。本橋では、トラスウェブタイプの構造となっているが、その上下床版に設計規準強度 180 N/mm^2 、曲げ強度 40 N/mm^2 ならびに引張強度 7 N/mm^2 の鋼繊維補強超強度モルタルが用いられている（写真-2.3.2）。床版厚さは図-2.3.1 に示すように、わずか 30 mm であり、補強筋が全く用いられていない構造となっている²⁵⁾。

また、Great Belt トンネルでは、耐久性の観点から、トンネルの溝のスラブとして、厚さ 40 mm のプレキャストスラブ（設計基準強度 160 N/mm^2 の超強度繊維補強モルタル）が用いられている²⁶⁾。このように、圧縮強度的にはこれまでのコンクリートのイメージを超えるコンクリートが実用化されている。

以上のように、各国の高強度コンクリートの利用は、当初、断面の縮小に伴うスパンの長大化やコスト低減を目的に利用されていたが、近年では、高強度コンクリートの高耐久性に着目して、環境条件の厳しい構造物への適用や耐久性の向上に伴う維持管理費の低減等、ライフサイクルコストの縮減効果を目的に利用されてきていることがわかる。

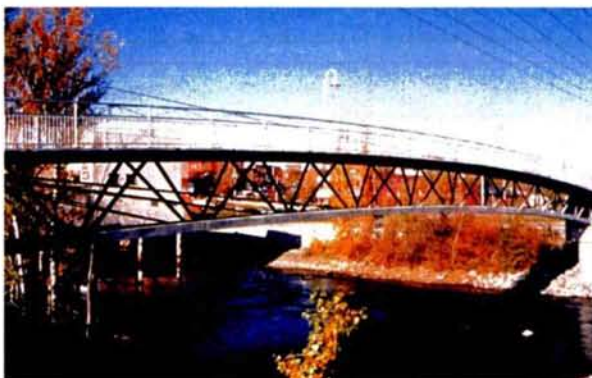


写真-2.3.2 シャーブルック歩道橋

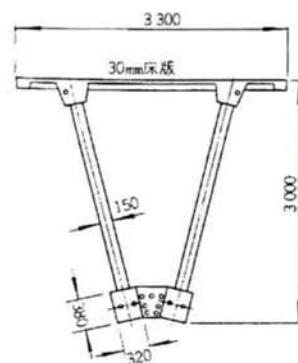


図-2.3.1 シャーブルック歩道橋断面²⁵⁾

2.3.2 高強度コンクリートの研究

(1) 高強度化および力学特性に関する研究

コンクリートの高強度化は、図-2.3.2に示すように、①結合材自体の高強度化、②結合材と骨材の界面の結合力の強化、③最適骨材の選択、④①～③の組み合わせ、によるといわれている²⁷⁾。①については、コンクリート中の空隙を少なくし、セメントペーストの強度を上げることであり、高性能 AE 減水剤の使用により、低水セメント比が達成されている。②は、セメントペーストと骨材との接着を改善する方法であり、シリカフュームやフライアッシュなどの混和材料のポゾラン反応により界面領域の空隙を充填することによって接着力を改善するものである。

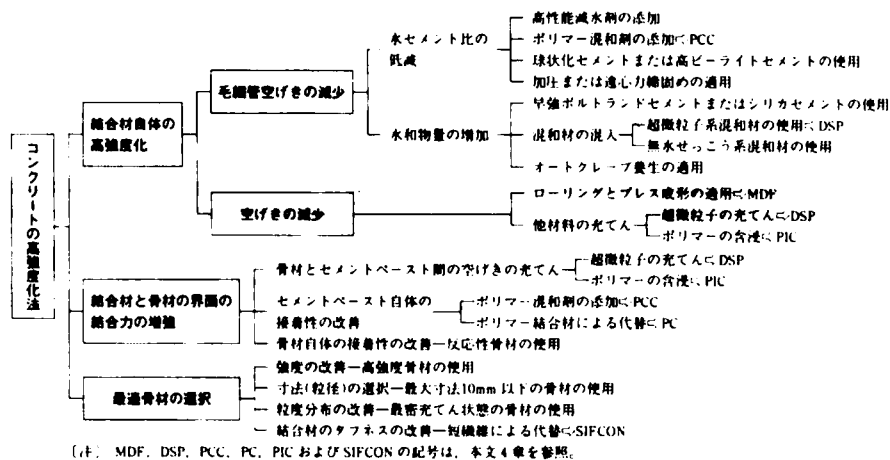


図-2.3.2 コンクリートの高強度化の方法²⁷⁾

これらの効果については、New RC プロジェクトの中で、系統的に研究がなされている。例えば、中根¹⁴⁾によれば、高強度化は、圧縮強度 $80 \sim 100 \text{ N/mm}^2$ までは、高性能 AE 減水剤の使用による水セメント比の低減効果で、それ以上は、混和材による骨材との接着力の強化を加える必要があるといわれている。また、栢田²⁸⁾は、図-2.3.3に示すように水結合材比が 25%以上の範囲では圧縮強度は結合材水比に比例して増加するが、25%以下では必ずしも比例しないことを指摘している。最近では、3成分系のセメント²⁸⁾やシリカフュームセメント²⁹⁾を用いて、圧縮強度 150 N/mm^2 クラスのコンクリートの製造が可能となっている。

$60 \sim 120 \text{ N/mm}^2$ までの高強度コンクリートの力学特性については、我が国の New RC プロジェク

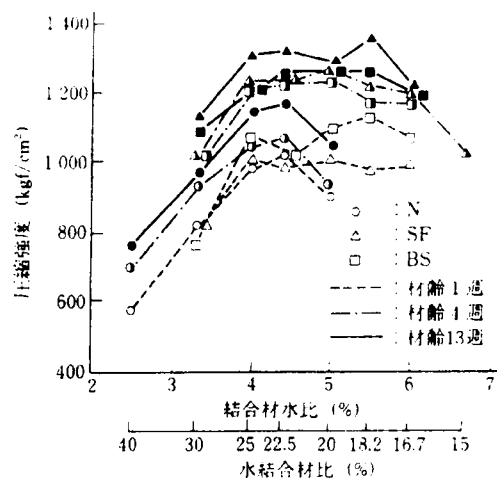


図-2.3.3 水結合材比と圧縮強度との関係

トをはじめ、各国のプロジェクトとして取り組まれてきており、設計指針等に組み込まれてきている。表-2.3.3に1996年時点における各国の設計指針に規定されている圧縮強度の適用上限値の比較を圧縮強度供試体の形状・寸法とともに示す³¹⁾。ACI318-89では圧縮強度の適用上限は示されていないが、その他の国における圧縮強度の範囲は、円柱供試体強度で80~100N/mm²となっていることがわかる。なお、その後ヨーロッパ規準としてまとめられたEurocode (2002年)³²⁾では、90N/mm²、また、NZS³³⁾では100N/mm²が設定されている。なお、CSA³⁴⁾とNZSでは、耐震設計における変形性能を考える部材についてはさらに圧縮強度の上限を小さく制限している。なお、ACI318-02³⁵⁾では、圧縮強度の適用上限値は陽には示されていないが、定着長の値やせん断耐力の値など各設計項目の中で上限設定が行われている³⁶⁾。

高強度コンクリート材料の力学特性についても、過去多数の研究がなされ、それらの成果が指針や規準に反映されている。これらの中から高強度コンクリートの力学特性として留意すべき点としては以下が挙げられる。

①軸圧縮応力下での高強度コンクリートの応力-ひずみ曲線の特徴としては、図-2.3.4³⁴⁾に示すように、一般のコンクリートに比べて尖った最大応力点とその後の急激な下り勾配を持ち、脆性的になる³⁸⁾ことが知られている。また、圧縮強度の増加に伴い、最大応力時のひずみは増加する³⁸⁾。棒部材等の断面終局耐力は、応力-ひずみ曲線の相違にあまり影響されないことから、コンクリート標準示方書³⁹⁾では、80N/mm²までの規定として終局耐力算定用の応力-ひずみ曲線として、従来から用いられてきた2次曲線型の応力-ひずみ曲線を用い、終局ひずみをコンクリート強度の関数で表し、普通コンクリートより小さくしている。しかし、終局状態に至る変形まで検討する場合は、応力-ひずみ曲線の影響が大きいため、下降域も含めた実際に即した曲線を仮

表-2.3.3 各国の設計指針に規定されている
圧縮強度の適用上限値の比較

Country	Document	Max. char. compressive strength MPa	Test specimen	Notes and special requirements for LWA etc.
International	CEB-FIP MC-90 Addendum to MC from 1995	80 100	Cylinder 150/300 mm	LWA to be considered
Norway	NS 3473 1992	105 94	Cube 100 mm Cyl 150/300	LWA considered to LC 85 $f_{ck} \leq 105 (p/p_s)^{1/3}$
Finland	Rak MK B4 1983/84 suppl. 1989	100	Cube 150 mm	LWA not considered
USA	ACI 318-89 1989	no maximum strength specified Limits for some design parameters	Cylinder 6/12 inch 152/304 mm	LWA considered; Strength is determined from tests
Canada	CSA A23.1, 23.2, 23.3 1994	no maximum strength specified Limits for some design parameters	Cylinder 150/300 mm 100/200 mm	LWA considered; Strength is determined from tests
Japan	Specification for HSC	80	Cylinder 100/200	-
Germany	Supplement to DIN 1045, DIN 488 and DIN 1055	115	Cubes 200 mm	-
Sweden	BRK 79	80	Cubes 150 mm	-
The Netherlands	Supplement to NEN 6720, NEN 5950	105	Cubes 150 mm	-

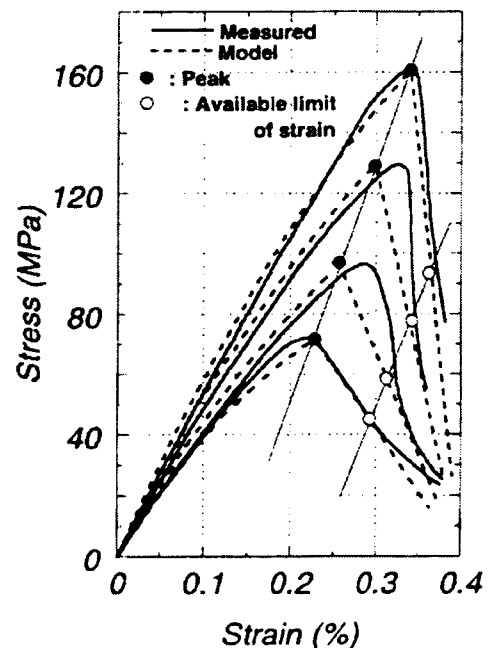


図-2.3.4 高強度コンクリートの応力
ひずみ曲線

用い、終局ひずみをコンクリート強度の関数で表し、普通コンクリートより小さくしている。しかし、終局状態に至る変形まで検討する場合は、応力-ひずみ曲線の影響が大きいため、下降域も含めた実際に即した曲線を仮

定する必要がある⁴⁰⁾ことを述べている。

②弾性係数は、圧縮強度の増加比率ほどは増加しない。また、シリカフュームを用いた 80～100N/mm²程度のコンクリートでは骨材の種類と品質の影響を受けやすい⁴¹⁾。New RC プロジェクトの構造設計ガイドライン⁴²⁾では、図-2.3.5 に示すように 160N/mm²程度までのデータを基に、圧縮強度との関係で高強度コンクリートに適用できる式を求めている。

③引張り強度や曲げ強度については、圧縮強度の増加ほど改善できず、圧縮強度に対する引張り強度や曲げ強度の比は、圧縮強度が増加するほど小さくなる。提案式としては、コンクリート標準示方書や野口ら⁴³⁾の提案式がある。

④付着強度は、シリカフュームを使用した場合、ポズラン反応により鋼材との境界面が強化されることなどから、一般に大きくなることが報告されている⁴¹⁾。ただし、各規準における鉄筋の定着長は、圧縮強度との関係で求められており、Eurocode や ACI など、 70N/mm^2 で頭打ちとしている³⁶⁾ 場合が多い。

⑤斜めひび割れせん断強度は、普通強度の RC 梁に比べてコンクリート圧縮強度の増加によるせん断耐力の上昇が小さくなること、寸法効果の影響がより大きくなる⁴⁰⁾ことが報告されている。コンクリート標準示方書（適用範囲は 80N/mm^2 ）や Eurocode（適用範囲は 90N/mm^2 ）では寸法効果を考慮した式が提案されている。また、 130N/mm^2 までを対象とした最近の検討としては、鈴木ら⁴⁴⁾の研究があり、斜め引張破壊時のせん断強度式ならびにせん断圧縮破壊時のせん断強度式を提案している。

⑥高強度コンクリートのクリープについては、単位応力あたりのクリープひずみが著しく小さいこと、基本クリープに対する乾燥クリープの比が小さいこと、載荷応力に対するクリープひずみの比例限界が高いことなどの特徴がある⁴⁵⁾ことが示されている。

⑦収縮ひずみの内、乾燥収縮ひずみは、高強度化することによって小さくなる⁴⁶⁾ことが知られている。しかし、自己収縮は、高強度化とともに非常に大きな収縮が観察される。特に、シリカフェームの使用により、自己収縮が助長される傾向にある⁴⁶⁾としている。

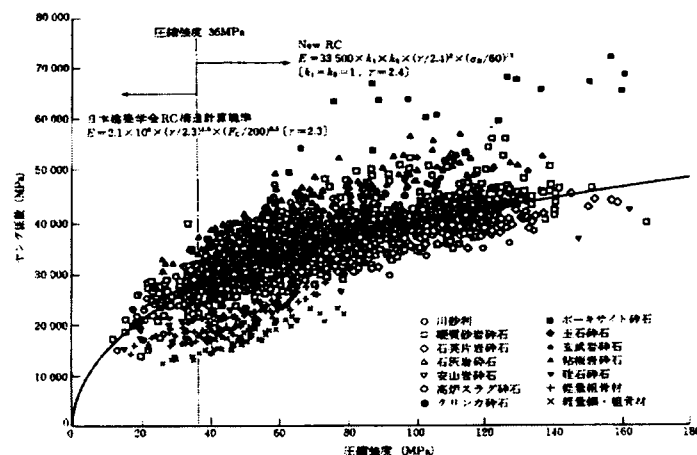


図-2.3.5 圧縮強度とヤング係数との関係

(2) 高強度コンクリートの耐久性能に関する研究

高強度コンクリートは、高性能 AE 減水剤やシリカフュームなどの混和材料によってコンクリート組織が緻密化され、これによって、耐久性が向上することになる。

シリカフュームを混入した耐久性については、これまで種々の検討がなされてきている。シリカフュームを用いたコンクリートの設計・施工指針（案）⁴¹⁾では、耐久性の各項目について以下のように調査されている。

① 中性化

図-2.3.6 に示すように、水結合材比 30% 程度以下の高強度コンクリートでは、シリカフュームの混入の有無にかかわらず中性化に対する抵抗性は極めて高い。

② 塩化物浸透抵抗性

シリカフュームの混入により、一般に塩化物イオンの浸透抵抗性は顕著に増大する。Yamamoto ら⁴⁷⁾は、急速塩化物浸透試験（AASHITO T-277）の方法を用いて、シリカフューム置換率を変化させた場合の実験を行っており、図-2.3.7 に示すように電流量（電流量が小さいほど塩化物の浸透抵抗性が小さい）と強度との関係を求めている。これによれば、シリカフュームの置換率が 5% 以上であれば置換率にあまり関係なく高強度化によって浸透抵抗性が顕著に高まることがわかる。

③ アルカリ骨材反応

シリカフュームは、コンクリートの細孔溶液中の水酸イオンおよびアルカリイオン濃度を低減することから、アルカリ骨材反応による膨張を抑制する効果がある。ただし、シリカフュームを 20% 程度、置換する必要がある。

④ 透水性および透気性

透水性および透気性に対するシリカフュームの改善効果は、水結合材比、シリカフューム置換率および養生条件に影響される。水結合材比が 35% 以下では、透水および透気性は十分に小さいことから、シリカフュームによって改善されるものの効果は小さい。

⑤ 凍結融解抵抗性

水結合材比 25% では、シリカフューム置換率にかかわらず、優れた耐凍結融解抵抗性を示すが、水結合材比 35% 以上では、シリカフューム置換率の増加とともに耐久性指数は低下する傾向がある。

高強度コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数については、コンクリート標準示方書にお

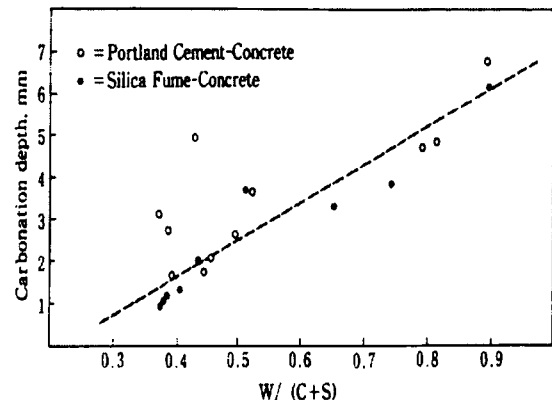


図-2.3.6 水結合材比とコンクリートの
中性化深さとの関係

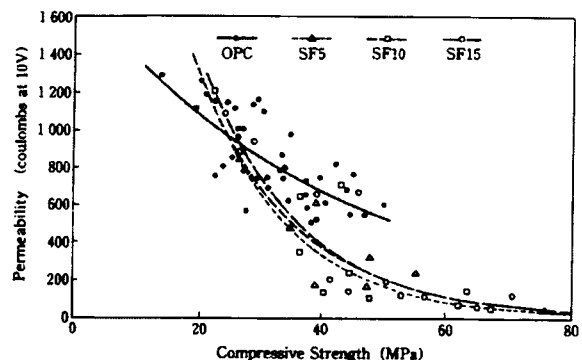


図 4.3.3 Coulombs vs. compressive strength (Silica Fume Cement)¹¹⁾

図-2.3.7 塩化物の浸透抵抗性と圧縮強度
との関係

いて、普通ポルトランドセメントの場合とシリカフュームを含めた混和材料を用いた場合について、図-2.3.8のように推定式が示されている。本推定式によれば、混和材料を用いた場合は、普通セメントを用いた場合より塩化物イオンに対する拡散係数は小さくなることが示されている。ただし、データのばらつきや水セメント比が小さい領域のデータは少なく、今後の検討が望まれる。

以上のように、高強度コンクリートの場合、特に水結合材比 30%以下のコンクリートは、強度の増加とともに組織の緻密化により、中性化抵抗性、塩化物浸透抵抗性、低透水性、凍結融解抵抗性など耐久性の各性能を高めることができる。また、施工性の良い流動化を図ることにより、強度、耐久性および施工性に優れたいわゆる高性能コンクリートとすることができるといえる。さらに、プレストレストコンクリートとして利用することにより、構造面からも軽量化ならびにこれまで不可能と考えられていた構造物や新形式の構造物も可能になるものと考えられる。特に橋梁で考えた場合、コンクリート上部工の軽量化は、橋梁の耐震性能の向上とともに、下部工の数量低減も含めた全体数量の縮小や架設設備や運搬設備の縮小に繋がることから、コスト削減や建設エネルギーの低減にも反映されるものと考えられる。

以上、高強度コンクリートの利用と研究に

ついて概観したが、 100N/mm^2 以上の超高強度コンクリートを用いることにより、合理的で経済的な構造物建設の可能性と飛躍的な耐久性を達成できる可能性があることが分かる。しかし、材料的には、自己収縮が大きく、鉄筋等の内部拘束や外部拘束によってひび割れの発生も予測され、予期した高耐久性が発揮されない可能性がある。超高強度コンクリートを用いた構造物の実用化に当たっては、これらの点を解決する必要がある。

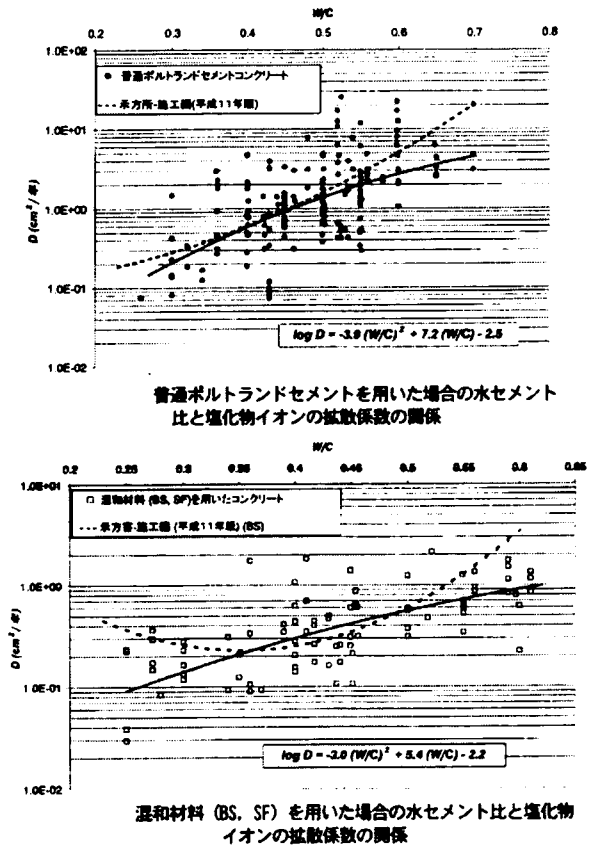


図-2.3.8 水セメント比とイオン拡散係数との
関係

参考文献

【2. 1】

- 1) ホセ A フェルナンドスオルドネス：PC 構造の原点フレッシュナー，建設図書，1999.5
- 2) PB 研究会：プレキャストブロック工法の新たな展開－PBC 工法の調査・研究－，プレストレストコンクリート，Vol.33，No.2，pp.32-42，1991.3
- 3) 秋元泰輔：PC 橋のプレキャスト化に関する歴史と展望，プレストレストコンクリート，Vol.38，No.2，pp.14-21，1996.3
- 4) プレストレストコンクリート技術協会：外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工規準（案），1996.3
- 5) 森山陽一，中島豊茂：第二名神高速道路弥富高架橋の設計・施工，コンクリート工学，Vol.36，No.8，pp.20-24，1998.8
- 6) 土木学会：プレキャストコンクリート部材の力学特性，コンクリート技術シリーズ，No.43，2001.6
- 7) プレストレストコンクリート建設業協会，建設省土木研究所：プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリート道路橋設計・施工指針（案），1995.12
- 8) 睦好宏史：外ケーブル PC 構造物の現状と問題点，コンクリート工学，Vol.31，No.8，pp.24-35，1993.8
- 9) 森本峯夫：外ケーブル方式による PC 構造物の変遷，プレストレストコンクリート，Vol.32，No.5，pp.7-15，1990.9
- 10) 松田哲夫，湯川保之，木水隆夫：内外ケーブル併用プレキャストセグメント橋の概要と破壊試験，プレストレストコンクリート，Vol.38，No.2，pp.29-39，1996.3
- 11) 坂静雄，六車熙：付着のない PC はりの曲げ破壊耐力（付着のない PC 梁の力学的性質に関する研究 I），日本建築学会論文報告集，Vol.60，pp.641-644，1958
- 12) 六車熙，渡邊史夫，西山峰広：アンボンド PC 部材の曲げ終局耐力に関する研究，プレストレストコンクリート，Vol.26，No.1，pp.10-16，1984
- 13) A.H. Mattock, J. Yamazaki and B.T. Kattula : Comparative Study on Prestressed Concrete Beams With and Without Bond, J. of ACI, pp.116-125, 1971.2
- 14) F.N. Pannel : The Ultimate Moment of Resistance of Unbonded prestressed Concrete Beams, Mag. Of Conc. Res., pp.43-54, 1969.3
- 15) Naaman, A.E. and Alkhairi, F.M. : Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons -Part2; Proposed Methodology, ACI Structural Journal, Vol.88, No.6, pp.683-692, 1991
- 16) 柳沼善明，北田勇輔：アウトケーブルを用いた PRC ばりの力学的挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol.9，pp.495-500，1987
- 17) 柳沼善明，北田勇輔：アウトケーブルを用いた PRC ばりの挙動に及ぼすスパンの影響，動，コンクリート工学年次論文集，Vol.10，pp.23-28，1988

- 18) 柳沼善明：外ケーブル方式を用いた PRC 梁の終局曲げ耐力の非線形解析，プレストレストコンクリート，Vol.37，No.3，pp.54-65，1995
- 19) 睦好宏史，土田一輝，Matupayont Songkiat，町田篤彦：外ケーブル PC 部材の曲げ性状および曲げ耐力算定法に関する研究，土木学会論文集，No.508/V-26，pp.67-77，1995.2
- 20) 幸左賢二，藤井學，小林和夫，栗根聡：内外併用ケーブル方式 PC 橋の終局挙動に関する研究，土木学会論文集，No.571/V-36，pp.79-89，1997.8
- 21) 田中五郎：PC ブロック工法研究会研究報告，プレストレストコンクリート，Vol.10，No.1，pp.50-66，1968.1
- 22) 田中五郎：PC ブロック工法研究会研究報告，プレストレストコンクリート，Vol.10，No.5，pp.60-72，1968.9
- 23) 岡田清，浦沢義彦，隅野哲郎：プレキャストブロックはりの力学的特性に関する研究，セメント技術年報，Vol.25，pp.377-381，1971
- 24) 小林和夫：モルタル目地を用いた PC 接合桁の破壊耐力と変形に関する研究，土木学会論文報告集，No.259，pp.111-121，1977
- 25) 伊藤忠彦，山口隆裕，池田尚治：プレキャストセグメントはりの曲げせん断特性に関する実験的研究，プレストレストコンクリート，Vol.39，No.1，pp.83-96，1997
- 26) S.E. Moustafa：Ultimate Load Test of a Segmentally Constructed Prestressed Concrete I-Beam，Journal of PCI，Vol.19，No.4，pp.54-75，1974
- 27) 山口統央，睦好宏史，Matupayont Songkiat，徳山清治：プレキャストブロックと外ケーブルを用いた PC 部材の曲げ性状，第 4 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，プレストレストコンクリート技術協会，pp.25-30，1994.10
- 28) 睦好宏史，山口統央，Matupayont Songkiat，徳山清治：プレキャストセグメントを用いた外ケーブル式 PC はりの曲げ性状および靱性改善に関する研究，土木学会論文集，No.544/V-32，pp.155-165，1996.8
- 29) 柳沼喜明：外ケーブル方式プレキャストブロック PC はりの曲げ性状，第 6 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.137-142，1996.10
- 30) 柳沼喜明：外ケーブル方式プレキャストブロック PC はりの挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol.18，No.2，pp.1217-1222，1996
- 31) 西川和廣，内田賢一，廣松新，菅谷晃彦：外ケーブル方式 PC げたの曲げ載荷実験，第 9 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，Vol.9，pp.553-558，1999.10
- 32) 中村克彦，紫桃孝一郎，河村直彦，井谷計男：内外ケーブル併用プレキャストセグメント連続箱桁橋の模型試験，第 5 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.25-33，1995.10

【2. 2】

- 1) 岡原美知夫，高木繁：橋梁下部工におけるプレキャスト化，コンクリート工学，Vol.30，No.11，pp.45-49，1992.11

- 2) 山崎淳:プレキャストコンクリートの変遷と将来展望, コンクリート工学, Vol.38, No.5, pp.4-9, 2000.5
- 3) 橋梁と基礎海外文献研究グループ:ノーザンバーランド海峡大橋(下), 橋梁と基礎, Vol.30, No.6, 1996
- 4) 藤野健一, 米倉克己:一体厚肉プレキャスト型枠の試験施工, セメント・コンクリート, No.582, 1995.8
- 5) 伊藤忠彦, 山口隆裕, 池田尚治:軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1197-1202, 1997.6
- 6) S. Ikeda: Seismic Behavior of Reinforced Concrete Columns and Improvement by Vertical Prestressing, Proceedings of the 13th FIP Congress on Challenges for Concrete in the Next Millennium, Vol2, pp.879-884, 1998.5
- 7) 白浜寛, 山口隆裕, 池田尚治:軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の地震時応答挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.745-750, 1998
- 8) W. Zatar, H. Mutsuyoshi, H. Inada: Dynamic Response Behavior of Prestressed Concrete Piers under Severe Earthquake, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.20, No.3, pp.1003-1008, 1998
- 9) 稲田文展, 睦好宏史, W. Zatar:プレストレスを導入したRC橋脚の耐震性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.739-744, 1998
- 10) 新井崇裕, 日紫喜剛啓, 池田尚治:プレストレストコンクリート橋脚の耐震性能に関する実験的検討, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集第5部, pp.1126-1127, 1998.10
- 11) 羽生剛, 畑明仁, 田中篤史, 池田尚治:軸方向にプレストレスを導入したコンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集第5部, pp.1128-1129, 1998.10
- 12) W. Zatar, H. Mutsuyoshi: Dynamic Response Behavior of Partially Prestressed Concrete Piers under Severe Earthquake, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集第5部, pp.1106-1107, 1998.10
- 13) 池田尚治, 森拓也, 吉岡民夫:プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol.40, No.5, pp.40-47, 1998.9
- 14) W. Zatar, H. Mutsuyoshi: Seismic Behavior of Prestressed Concrete Piers, 塑性域の繰り返し劣化性状と地震応答に関するシンポジウム, 日本コンクリート工学協会, 1998
- 15) 太田豊, 新井英雄, 山本哲也:プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究(その1), 第8回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp.411-414, 1998.10
- 16) 清水徹, 羽生剛, 日紫喜剛啓, 新井崇裕:プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究(その2), 第8回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp.415-420, 1998.10
- 17) 鈴木宣政, 森拓也, 吉岡民夫, 大谷悟司:プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究(その3), 第8回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp.421-424, 1998.10

- 18) Y. Hishiki, S. Ikeda : Experimental Study on Seismic Performance of Prestressed Concrete Columns, the 1st fib Symposium in Prague, pp.737-742, 1999.10
- 19) 葛野敦, 山口隆裕, 池田尚治: プレストレストコンクリート橋脚の地震応答挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.883-888, 1999
- 20) W. Zatar, H. Mutsuyoshi ; A Restoring Force Model for Partially Prestressed Concrete Piers, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.889-894, 1999
- 21) 池田尚治, 森拓也: プレストレストコンクリート橋脚, 橋梁と基礎, Vol.33, No.8, pp.154-155, 1999
- 22) 村田宣幸, 石井祐二, 吉岡民夫, 大谷悟司: 大型供試体を用いた PC 橋脚の耐震性に関する実験的研究, 第9回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp.669-672, 1999.11
- 23) 鈴木宣政, 森拓也, 山口隆裕, 池田尚治: プレストレストコンクリート橋脚の復元力モデル, 第9回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp.673-678, 1999.11
- 24) 森拓也, 鈴木宣政, 太田豊, 濱田直明: プレキャストセグメント橋脚の耐震性に関する実験的研究, 第9回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp.679-684, 1999.11
- 25) 森拓也: プレキャストセグメント橋脚の耐震性, コンクリート工学, Vol.38, No.5, pp.44-47, 200.5
- 26) プレストレストコンクリート技術協会: プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン, 1999.11

【2. 3】

- 1) 例えば, 新機能・高性能に挑戦するコンクリート, コンクリート工学, Vol.36, No.1, 1998.1
- 2) 戸田和敏: 混和剤の種類・性質の変遷と将来展望, コンクリート工学, Vol.37, No.1, pp.57-60, 1999.1
- 3) 池田尚治, 河野広隆, 手塚正道: 高強度化は PC 構造物をどう変えるか, セメント・コンクリート, No.546, pp.100-111, 1992.8
- 4) 丸山武彦: 高強度化はプレキャスト製品をどう変えるか, セメント・コンクリート, No.546, pp.112-123, 1992.8
- 5) 土木学会: 高強度コンクリート設計施工指針 (案), コンクリートライブラリー47, 1980
- 6) 渡辺博志, 近藤順: PC 構造物における材料技術の現状と将来展望, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.2, pp.28-32, 2003.3
- 7) 大野義郎, 鈴木智郎, 丹羽元和, 井畔端人: 北極海向け移動式石油掘削人工島の建設, 土木学会論文集, No.354/V-2, pp.43-52, 1985.2
- 8) 柳井修司, 宮崎信一, 大野俊夫, 村田俊彦: 高強度・高流動コンクリートを用いた地中連続壁の壁体強度, 土木学会第51回年次学術講演会, pp.728-729, 1996.9
- 9) 西崎丈能, 奥立稔, 近松竜一, 川島宏幸: 高強度・自己充填コンクリートによる PCLNG 貯槽の建設, コンクリート工学, Vol.37, No.10, pp.40-44, 1999.10

- 10) 建設省土木研究所, プレストレストコンクリート建設業協会: 高強度コンクリート部材の設計施工法の開発に関する共同研究報告書—高強度コンクリートを用いたプレストレストコンクリート道路橋の設計指針(案)—, 共同研究報告書第138号, 1995.11
- 11) 則武邦具, 島弘, 河野清: 高強度コンクリートを有効利用してPC橋を軽量化する新構造の提案, 土木学会論文集, No.490/V-23, pp.21-30, 1994.5
- 12) 柗田佳寛: $F_c=600\text{kgf/cm}^2$ が高強度でなくなるとき—総プロ/New RCが目指すもの, セメント・コンクリート, No.546, pp.45-58, 1992.8
- 13) 友澤史紀, 阿部道彦, 柗田佳寛: 高強度コンクリートの開発, コンクリート工学, Vol.32, No.10, pp.11-19, 1994.10
- 14) 中根淳: 高強度コンクリート概観, コンクリート工学, Vol.40, No.1, pp.58-61, 2002.1
- 15) 陣内浩, 服部敦志, 長田善紀, 石岡明: 設計基準強度 100N/mm^2 のPCa柱の製造と高層RC住宅への適用, コンクリート工学, Vol.40, No.12, pp.30-35, 2002.12
- 16) Y. Malier et al.: French Bridges in High-performance Concrete, Utilization of High Strength Concrete, V.1, pp.534-544, 1993
- 17) Pierre Monachon: The Normandy Bridge and the Socite General Tower – HSC Grade 60, High-performance Concrete 4th International Symposium, pp.1525-1536, 1996
- 18) 山崎淳, 花島崇, 山根隆志: 欧州における複合構造橋梁の現況, プレストレストコンクリート, Vol.40, No.6, 1998.10
- 19) Henry G Russell: Structural Design Considerations and Applications, S.P. Shah and S.H. Ahmad, High Performance Concretes and Applications, Edward Arnold, London, 1994
- 20) 国土交通省土木研究所, プレストレストコンクリート建設業協会: 現場打ち高強度コンクリート部材の設計施工法の開発に関する共同研究報告書—現場打ち高強度コンクリート施工マニュアル(案)—, 共同研究報告書第266号, 2001.3
- 21) D. W. Bilderbeek: Northumberland strait crossing bridge connection, Proceedings of the 13th FIP Congress on Challenges for Concrete in the Millennium, Amsterdam, pp.231-236, 1998.5
- 22) 福手勤: PC海洋構造物の歴史と展望, プレストレストコンクリート, Vol.42, No.6, pp.43-49, 2000.10
- 23) 上阪康雄: ノルウェー・ヘルゲランド橋建設工事, 土木施工, 33巻, 6号, pp.53-59, 1992.6
- 24) H. Sinder et al.: The New Varodd Bridge, Norway - A Large Concrete Bridge Currently Underconstruction By The Balanced Cantilever Method-, Utilization of High Strength Concrete, V.1, pp.534-544, 1993
- 25) 石岡俊郎: シャーブロックのPRC歩道橋, 橋梁と基礎, 1998.10
- 26) 塩屋俊幸・栗田守朗: わお! 圧縮強度 400N/mm^2 , コンクリート工学, Vol.36, No.1, 1998.1
- 27) 大濱嘉彦: 手段を尽くせばここまで高強度になる—高強度コンクリートの限界, セメント・コンクリート, No.546, pp.64-69, 1992.8
- 28) 柗田佳寛: $F_c=600\text{kgf/cm}^2$ が高強度でなくなるとき—総プロ/New RCが目指すもの—, セメント・コンクリート, No.546, pp.45-58, 1992.8

- 29) 陣内浩, 早川光敏, 黒岩秀介: 実用化を迎えた 150N/mm² 級超高強度コンクリートの性能, セメント・コンクリート, No.678, pp.10-16, 2003.8
- 30) 百瀬晴基, 桜本文敏, 柳田克巳: Fc150 の超高強度コンクリートの強度性状に関する実験的研究, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.805-808, 2002.8
- 31) S. Helland : Utilization of HPC, 4th International Symposium on Utilization of High-Strength / High-Performance Concrete, Paris, pp.67-73, 1996
- 32) Eurocode 2 : Design of Concrete Structure Part 1 – General Rules and Rules for Buildings (Final Draft), prEN, 1992-1, 2002.7
- 33) Standards Association of New Zealand : Concrete Design Standard NZS3101:1995 Part 1 and Commentary on the Concrete Design Standard NZS3101:1995 Part 2, 1995
- 34) Canadian Standards Association : Design of Concrete Structures, CSA A23.3 1994, 1994
- 35) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-02) and Commentary (318R-02), 2002
- 36) P. Paultre, D. Mitchell: Code Provisions for High-Strength Concrete – an International Perspective, Concrete international, pp.76-90, 2003.5
- 37) H. Muguruma, M. Nishiyama, F. Watanabe : Stress-Strain Curve Model for Concrete with a Wide-range of Compressive Strength, Proceedings of High Strength Concrete, Lillehammer, Norway, pp.314-318, 1993
- 38) 渡邊史夫: 建築における高強度コンクリート研究と実際応用, プレストレストコンクリート技術協会, 第 26 回 P C 技術講習会, pp.25-40, 1998
- 39) 土木学会: 2002 年制定 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 2002.3
- 40) 土木学会: 2002 年版コンクリート標準示方書改訂資料, コンクリートライブラリー108, 2002.3
- 41) 土木学会: シリカフェームを用いたコンクリートの設計・施工指針 (案), コンクリートライブラリー80, 1995.10
- 42) 建設省総合技術開発プロジェクト: New RC 研究開発概要報告書 (平成 4 年度), 1993.3
- 43) 野口貴文, 友澤史紀: 高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学特性の関係, 日本建築学会構造系論文報集, No.472, pp.11-16, 1995
- 44) 鈴木基行, 秋山充良, 王衛倫, 佐藤成禎, 前田直己, 藤澤豊: コンクリート圧縮強度 130MPa までを対象とした腹鉄筋のない RC はりのせん断強度式, 土木学会論文集, No.739/V-60, pp.75-91, 2003.8
- 45) 土木学会: コンクリートのクリープおよび乾燥収縮, コンクリート技術シリーズ 24, 1998.10
- 46) 土木学会: コンクリートのクリープおよび乾燥収縮Ⅱ, コンクリート技術シリーズ 39, 2000.11
- 47) A. Yamamoto, K. Motohashi, S. Misra and T. Tsutsumi : Proposed Durability Design for RC Marine Structures, Proceedings of International Conference on Concrete Under Severe Conditions Environment and Loading, 1995.10

第3章 外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の実用化に関する研究

3. 1 はじめに

わが国では、1990年代に入って熟練労働者の減少や人件費の高騰から機械化や省力化施工の要請が強まるとともに急速施工が要求されるようになり、特に橋梁分野においては、外ケーブル構造とプレキャストセグメント架設工法を併用した外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造 (Precast Segmental Externally Prestressed Concrete) の採用が増えてきている。

外ケーブルプレキャストセグメント PC (以下、PSEPC と呼ぶ) 構造は、施工の省力化・工期の短縮・品質の向上などの観点から非常に優れた構造形式であるが、わが国での実用化にあたっては、設計・施工面での種々の課題を解決する必要があった。

その一つに、PSEPC 構造の曲げ挙動の解明と評価手法の検討がある。外ケーブルは、図-3.1.1 に示すように、部材内部に配置されてグラウトされた内ケーブルと異なり、コンクリート桁と付着がなく、柱頭部横桁で定着されてデビエータで支持されているだけであるので、外ケーブルのひずみは、桁全体の変形 (伸び) に対応して生じることになる。そのため、外ケーブルのひずみは同位置のコンクリートのひずみと一致しないため、通常の平面保持の仮定に基づいた曲げ理論が適用できず、外ケーブル構造の部材断面の破壊抵抗曲げモーメント算定にあたっては、終局限界状態における部材の変形と外ケーブル応力度の増加との関係性を評価して終局曲げ耐力を算出する必要がある。

また、近年、プレキャストセグメント工法による橋梁が建設されているが、そのほとんどにおいて内外ケーブルを併用した構造形式が採用されているにもかかわらず、内外ケーブルを併用した PSEPC 構造の曲げ特性について、過去に系統的に研究された例は少なく、内外ケーブル比率の変化に伴ってこの種の構造部材がどのような挙動変化を示すかについては十分明らかにされていないのが現状である。

次の課題として、PSEPC 構造も含めたプレキャストセグメント PC 構造の耐震性の課題がある。

PC 橋梁の上部工はこれまで設計的には地震時にクリティカルになることが少なく、また上部工本体の PC 主桁が地震被害を大きく受けた事例がなかったため、PC

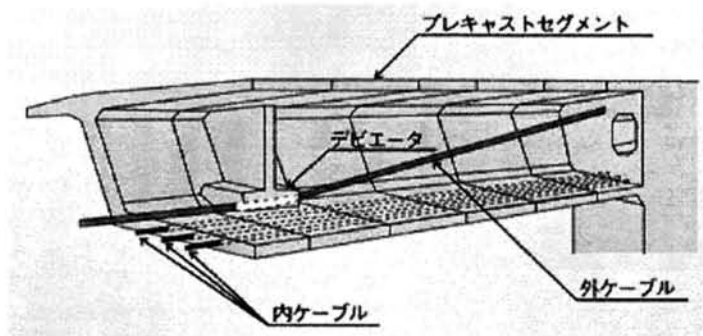


図-3.1.1 外ケーブルプレキャストセグメントPC構造

主桁部材の耐震性能について論じられることはほとんどなかった。しかし、阪神大震災以降、下部工の耐震性能が大幅に強化・補強されたのに伴い、大規模な橋梁を始めとして、PC ラーメン橋や長大橋の主桁についても大きな地震力が作用する可能性があり、耐震性能を検討しておく必要がある。さらに、PSEPC 構造は、耐力および変形性能において、一般に一体打ちの PC 構造より劣り、耐震性能の面からも確認しておく必要があると考えられる。その検討にあたっては、履歴復元力特性の把握が必要となるが、PSEPC 構造はもちろんのこと外ケーブル構造やプレキャストセグメント構造の履歴復元力特性について研究した事例はほとんど無く、今後、耐震性に対する基本的な挙動解明が必要と考えられる。

本章では、PSEPC 構造の実用化にあたり、PSEPC 構造の曲げ挙動の解明と実務的な解析手法の提案ならびに地震時曲げ特性の解明を目的として、実験的ならびに解析的検討を行う。まず、内外ケーブル比率に着目した PSEPC 構造の模型実験を行うことにより、その曲げ挙動を解明する。ついで実務設計に比較利用しやすいファイバーモデルを用いた解析手法について検討し、実験との比較を行ってその適用性について検討する。次に、PSEPC 構造も含めた各種 PC 構造の耐震性能について、基礎的な知見を得ることを目的として、繰り返し交番載荷実験を行って検討を行う。本章での検討の流れを、図-3.1.2 に示す。

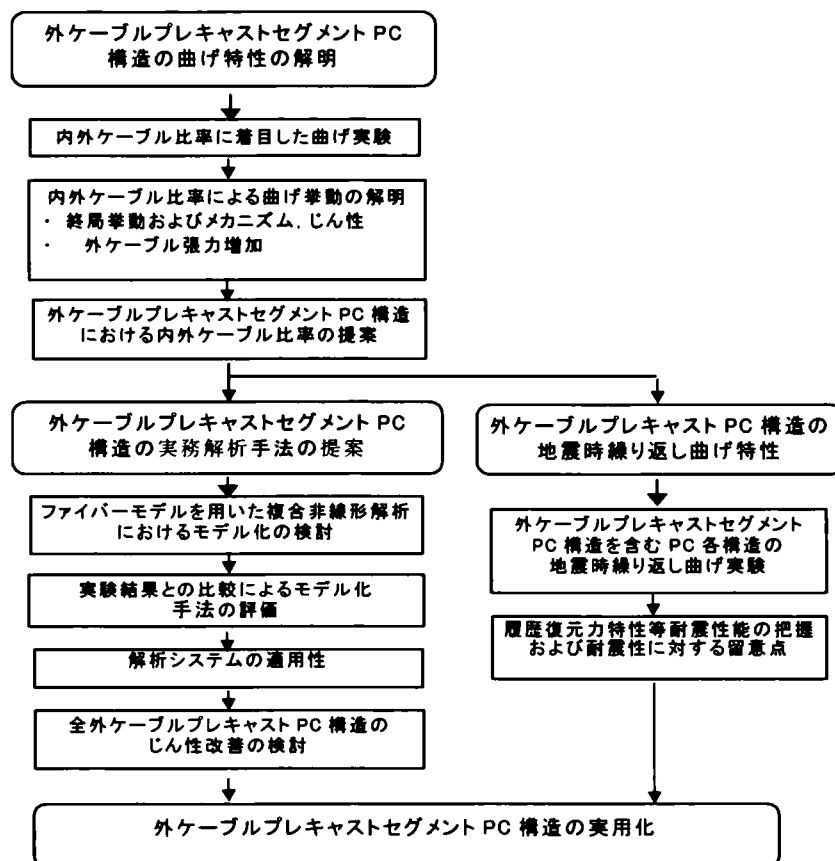


図-3.1.2 3章の検討フロー

3. 2 外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の曲げ特性

本節では、内外ケーブル比率（内ケーブルと外ケーブルの断面積比）の変化に伴う PSEPC 構造の曲げ挙動変化の解明ならびに終局限界状態における外ケーブル増加応力度の変化を検討するため、全ケーブル量一定の下で内外ケーブル比率のみを変化させた試験体を用いて、実験的に検討する。さらに、得られた終局状態における外ケーブル応力度と各国の基準あるいは提案されている算定式との比較を行い、その精度について検討する。

3.2.1 実験概要

(1) 縮尺模型実験の基本的な考え方

本研究では、スパンバイスパン工法における代表的な実構造物の箱桁¹⁾を参考にして、実験上の制約から、試験体をその約 1/8 縮尺模型とし、実構造物のスパン長が 40m 程度であることを考慮して、試験体のスパンを 5m と設定した。試験体の断面形状は、製作上の制約から T 桁断面としたが、設計にあたっては、コンクリート断面積に対するケーブル比率および導入プレストレス量ならびに配置鉄筋量を実構造物の箱桁と同程度とすることで、実構造物と同様な力学的挙動を示すように配慮した。

(2) 実験要因および試験体諸元

実験要因を表-3.2.1 に示す。現在施工されている内外ケーブルを併用したプレキャストセグメント架設工法による橋梁では、内外ケーブル比率は、一般的に内：外=3：7 程度である。したがって、本研究では、内外ケーブル比率として内：外=3：7 を基準（No.3 試験体）としてケーブル総断面積を決定し、その上下の比率に変化させるとともに外ケーブル 100%および内ケーブル 100%を加えて、計 5 種類の試験体とした。そのため、内および外ケーブルには、目標とする内外ケーブル比率に一致するように 6 種類の PC 鋼線を組み合わせて設定した。なお、その他の要因は全て一定となるようにした。

試験体の形状寸法および外ケーブルと補強筋の配置を図-3.2.1 に示す。同図には、計測項目、計測位置および載荷位置も示してある。プレキャストセグメント（以下、セグメント）の高さおよびセグメント長は、参考とした実セグメントの約 1/8 縮尺から、それぞれ 345mm および 300mm と全ての試験体において一定とし、セグメント数は、17 個となった。また、実セグメントの軸方向鉄筋比、せん断補強筋比および床版横方向鉄筋比がそれぞれ 0.2%、1.5%および 0.85%であることを考慮して、セグメントには軸方向補強筋として引張鉄筋比および圧縮鉄筋比とも 0.28%（D6×4 本）の鉄筋を、横方向補強筋およびせん断補強筋比としては、0.85%（D6@75 mm）の鉄筋を配置した。接合面には、せん断によるずれやひび割れが生じないようにするため、実セグメントと同様にせん断キーを設けるものとし、セグメントのウェブに長さ 20mm の波形のせん断キー（シアキー）を 5

個設置した。

プレキャストセグメントは奇数番号のセグメントを製作した後脱型し、そのセグメントの接合面を型枠としてマッチキャストで偶数番号のセグメントを打設するというロングライン・マッチキャスト方式で製作した。セグメントの組立では、接合面にエポキシ樹脂を塗布した後、接合面に一様に圧力が加わるようにケーブルを用いてプレストレスを与え（圧縮応力度： 0.28N/mm^2 ）、実施工と同様な圧着接合を行った。接合に使用したエポキシ樹脂は、圧縮強度が 70.8N/mm^2 、引張強度が 22.1N/mm^2 であった。

導入プレストレス量は $0.55P_u$ (261.8kN) とし、デビエータ部にはコンクリート梁部材（以下、桁）と外ケーブルとの摩擦を低減させるためにテフロンシートを配置した。内ケーブルには、プレストレス導入後、セメントペーストによるグラウトを行った。

使用したケーブル（PC 鋼材）および補強鉄筋の材料特性を表-3.2.2 に示す。また、実験時のコンクリートの圧縮強度・弾性係数およびグラウトの圧縮強度を表-3.2.3 に示す。ケーブルは、基本的に PC 鋼より線を用いることとしたが、No.2 試験体の内ケーブルには、鋼材断面積の調整のため、異形 PC 鋼線を用いた。なお、本表の PC 鋼材の降伏点 f_{py} は、0.2% 永久ひずみが生じる点であり、弾性限界点 f_{pyl} は、土木学会式²⁾に準じて引張強度 f_{pu} から $0.84 \times f_{pu}$ として算出したものである。

表-3.2.1 実験要因

試験体No.	内外ケーブルの比率		ケーブル断面積 (mm ²)		PC 鋼より線	
	内	外	内	外	内	外
1	0%	100%	—	277.40	—	SWPR7A15.2×2
2	12%	88%	33.03	242.58	SWPR2 ×1 SWPD3 ×1	SWPR7A9.3×2 10.8×2
3	33%	67%	92.90	185.80	SWPR7A12.4×1	SWPR7A12.4×2
4	63%	37%	172.90	103.22	SWPR7A9.3×2 10.8×1	SWPR7A9.3×2
5	100%	0%	277.40	—	SWPR7A 15.2×2	—

表-3.2.2 ケーブルおよび補強鉄筋の材料特性

鋼材の種類	弾性限界点 (N/mm ²)	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
SWPR2	1690.2	1906.2	2012.1	1.87×10^5
SWPD3	1699.5	1917.3	2023.2	1.88×10^5
SWPR7A9.3	1544.6	1714.8	1838.8	2.01×10^5
SWPR7A10.8	1555.1	1716.4	1851.3	1.93×10^5
SWPR7A12.4	1467.5	1668.5	1747.0	1.94×10^5
SWPR7A15.2	1435.3	1600.6	1708.7	1.92×10^5
SD295 D6	—	320.8	478.5	2.10×10^5

荷重は図-3.2.1に示すように油圧ジャッキによる鉛直方向への静的2点単調荷重とし、自重分の等分布荷重を模擬荷重できるように荷重位置を約3等分点にした。なお、自重分を荷重した後に、荷重実験を行ったわけであるが、自重分を荷重した後のケーブル応力度が実構造物と同程度の $0.55P_u$ (P_u :ケーブルの引張強さ)となるように留意した。荷重の状況を写真-3.2.1に示す。

計測項目としては、荷重荷重、桁中央部、荷重点部、デビエータ位置および支点部の変位、接合部の開口量、内外ケーブルの張力およびひずみならびにコンクリートひずみとした。

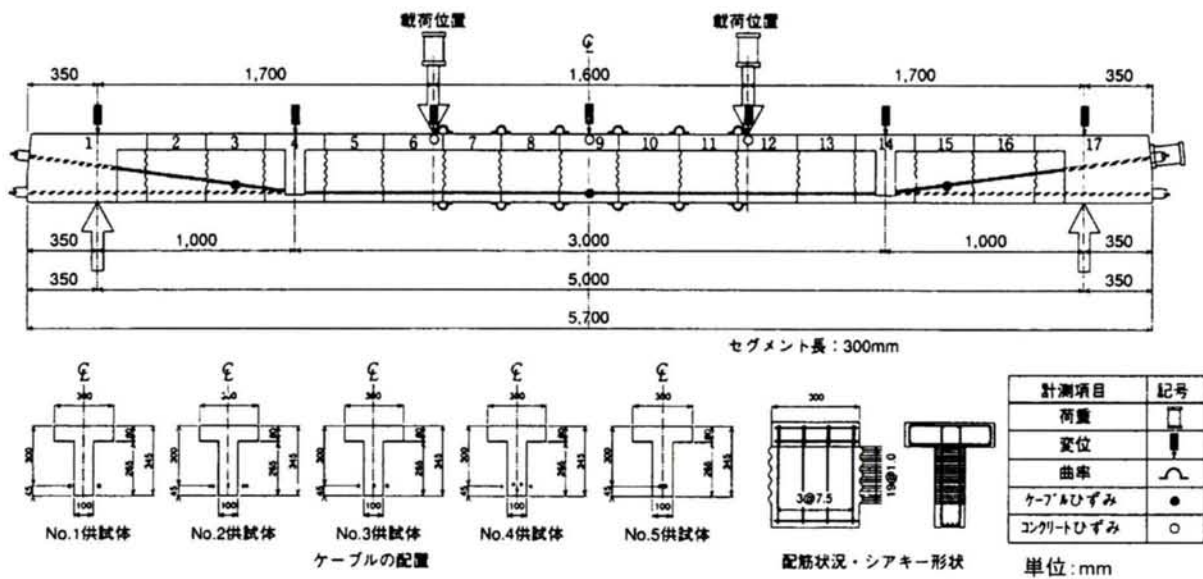


図-3.2.1 試験体諸元・計測項目・計測位置・荷重位置

表-3.2.3 コンクリートの圧縮強度・弾性係数
およびグラウトの圧縮強度

試験体 No.	コンクリート				グラウト
	圧縮強度 (N/mm ²)		弾性係数 (kN/mm ²)		圧縮強度 (N/mm ²)
	奇数 セグメント	偶数 セグメント	奇数 セグメント	偶数 セグメント	全 セグメント
1	49.7	45.6	33.3	32.0	—
2	52.1	47.6	34.8	32.1	25.6
3	50.3	47.6	32.9	30.7	20.1
4	52.2	48.9	32.4	30.5	22.8
5	51.1	46.9	33.7	31.6	22.8

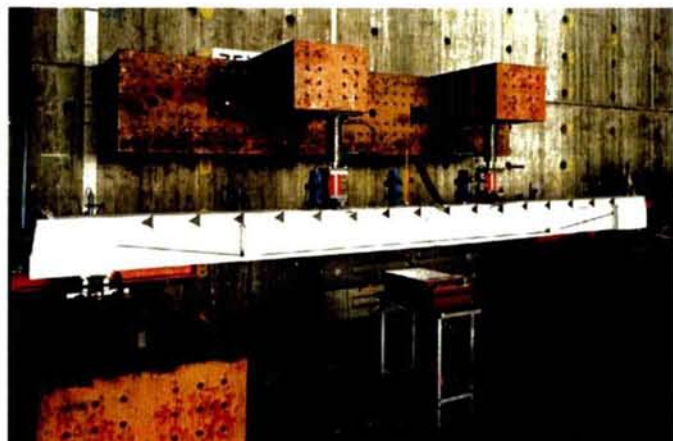


写真-3.2.1 荷重状況

3.2.2 実験結果

(1) ひび割れ性状

図-3.2.2に実験終了時のひび割れ状況および破壊断面（図中に圧壊位置と記述）を示す。エポキシ樹脂の引張強度はコンクリートの引張強度より大きく伸び性能が高いため、初期のひび割れ発生は等曲げ区間の各セグメントの接合面から若干ずれた無筋部分位置に発生するが多かった。その後ひび割れは圧縮縁に向かって進展していくが、内ケーブル比率が小さいNo.1およびNo.2試験体では、ひび割れが1カ所に集中する傾向が見られた。内ケーブル比率が大きくなるに従って、ひび割れは分散し、曲げひび割れが多く発生する傾向が見られた。特に、内ケーブル63%のNo.4試験体や100%のNo.5試験体では、セグメント内にもひび割れが発生するとともに、一体打設した通常の梁の曲げひび割れ性状と同様に、曲げせん断区間にもひび割れが発生し、载荷点に向って進展する曲げせん断ひび割れも見られた。

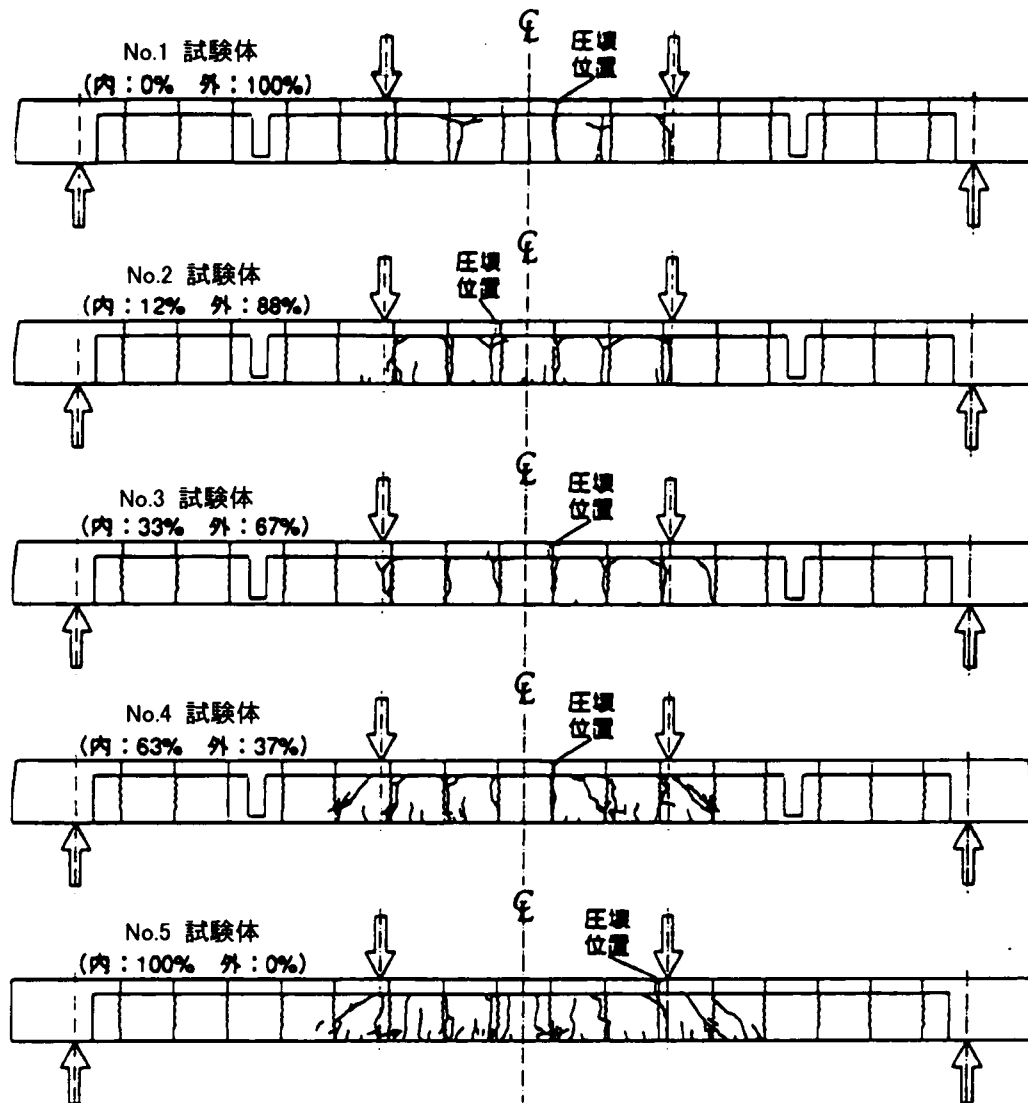


図-3.2.2 実験終了時のひび割れ状況

(2) 曲げ特性

実験結果の一覧を表-3.2.4に、荷重-変位（スパン中央鉛直変位）関係を図-3.2.3に示す。なお、以下では、PC ケーブル（PC 鋼材）が弾性限界点に達した時点をケーブルの初降伏と呼ぶ。

No.1 試験体（内ケーブル比率 0%）は、ひび割れ発生後の荷重-変位関係の剛性が最も小さく、55mm 程度変形したところでコンクリートが圧縮破壊（以下、圧壊と記す）して耐力を失った。

No.2 試験体（内ケーブル比率 12%）では、ひび割れ発生後、荷重・変位が増加して 60mm 程度で内ケーブルが降伏し、外ケーブルが初降伏する前に桁上縁が圧壊するとともに内ケーブルの破断がほぼ同時に起こり耐力を失った。

No.3 試験体（内ケーブル比率 33%）およびNo.4 試験体（内ケーブル比率 63%）では、ひび割れ発生後、それぞれ 45mm 程度および 40mm 程度で内ケーブルが降伏し、その後内ケーブルの降伏時の 2 倍程度の変形が進んだ 87mm および 98mm の時にそれぞれかぶり部が圧壊した。しかし、圧壊後も急激な耐力の低下はなく、最終的には外ケーブルが初降伏した後に内ケーブルが破断して変位 130mm および 136mm の時にそれぞれ耐力を失った。

No.5 試験体（内ケーブル比率 100%）では、ひび割れが発生後、荷重-変位関係の剛性が最も高く、40mm 程度で内ケーブルが降伏した後に 129mm でかぶり部が圧壊したが、その後も耐力を維持し続け、じん性のある挙動を示した。No.5 では、実験の安全上、内ケーブルの破断まで載荷を行わなかった。

これらの結果から、PSEPC 構造では、内ケーブル比率の変化に伴い、内および外ケーブルの降伏や破断ならびにコンクリートの圧壊といった曲げ挙動を特徴付ける各特性点の順序が変化することがわかる。また、その曲げ特性の変化に応じて、曲げ破壊挙動も異なり、内ケーブル比率の増加に伴い脆性的なものからよりじん性のある挙動へ変化することがわかる。これらの観点から実験結果をまとめると次のとおりである。

- 1) 内ケーブル比率が大きくなるに従い、曲げ特性は脆性的なものからよりじん性のある挙動へ、以下に示す 3 タイプで推移する（a→b→c）。
 - a) 外ケーブルが初降伏する前に圧壊して、急激に耐力が低下し、終局に至るタイプ（内 0%）
 - b) 内ケーブルが降伏した後、圧壊と内ケーブルの破断が同時に起こって急激に耐力が低下し、外ケーブルが初降伏する前に終局に至るタイプ（内 12%）
 - c) 内ケーブルが降伏し、圧壊しても耐力は急激には低下せず、外ケーブルが初降伏した後に内ケーブルの破断で終局に至るタイプ（内 33～63%）
- 2) 最大荷重および終局変位は、内ケーブル比率の増加に従って大きくなる。

(2) 外ケーブルの張力（応力度）増加

荷重計（ロードセル）から得られた各荷重段階における外ケーブル応力度の一覧を表-3.2.5 に、荷重-外ケーブル応力度関係を図-3.2.4 に示す。

表-3.2.4 実験結果一覧

試験体No.		ひび割れ発生時	内ケーブル降伏時	コンクリート圧壊時	内ケーブル破断時	外ケーブル初降伏時	最大荷重時	終局時	破壊性状
1 (内0%)	荷重 (kN)	78.2	—	108.2	—	未	108.2	同左	コンクリート圧壊
	変位 (mm)	7.72	—	55.84	—	未	55.84	同左	
2 (内12%)	荷重 (kN)	83.6	123.0	127.9	127.9	未	127.9	同左	内ケーブル降伏 ⇒コンクリート圧壊/ 内ケーブル破断が同時
	変位 (mm)	9.82	61.1	79.22	79.22	未	79.22	同左	
3 (内33%)	荷重 (kN)	82.4	120.0	133.0	118.4	127.4	133.0	118.4	コンクリート圧壊 ⇒外ケーブル初降伏 ⇒内ケーブル破断
	変位 (mm)	10.24	46.80	86.66	129.76	96.32	86.66	129.76	
4 (内63%)	荷重 (kN)	79.4	124.2	147.5	138.7	144.0	147.5	138.7	コンクリート圧壊 ⇒外ケーブル初降伏 ⇒内ケーブル破断
	変位 (mm)	10.98	37.98	97.88	135.88	107.20	97.88	135.88	
5 (内100%)	荷重 (kN)	78.9	135.9	156.5	未	—	156.8	同左	内ケーブル降伏 ⇒コンクリート圧壊
	変位 (mm)	9.65	40.75	128.67	未	—	参考値 (173.74)	同左	

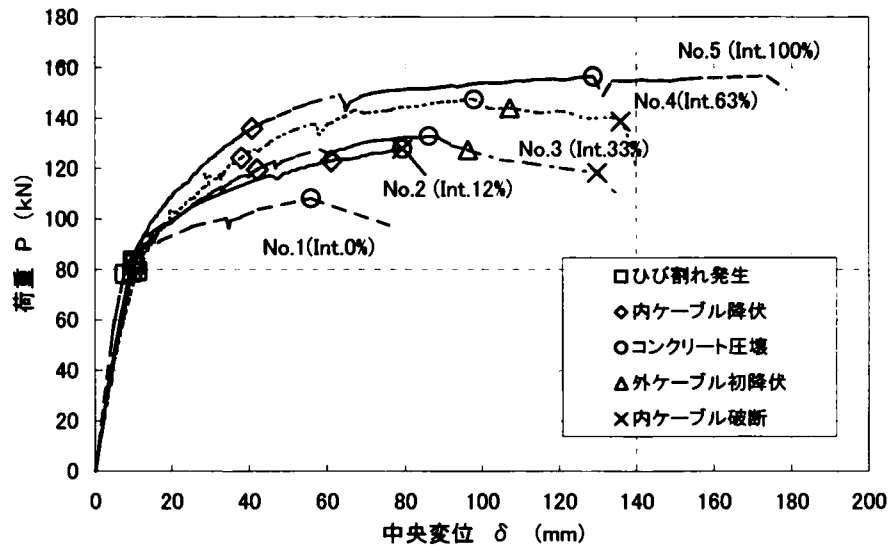


図-3.2.3 荷重—変位（中央）関係

各試験体（No.1～No.4）の外ケーブル応力度増加量 Δf_{ps} は、ひび割れ発生時ではたかだか 22～71 N/mm²であり、ひび割れ発生まではほとんど増加せず、ひび割れ発生後に大きく増加していることがわかる。その後の外ケーブルの応力増加量は、内ケーブル比率の大きい程大きくなる傾向を示し、外ケーブル応力度 f_{ps} の最大値は、No.3 では PC 鋼材の弾性限界点 f_{pyl} （＝1468 N/mm²）を超え、No.4 では降伏点 f_{py} （＝1715 N/mm²）近くまで増加している。また、同一荷重時で比較した場合には内ケーブル比率の小さいものほど、外ケーブル応力度が大きいことがわかる。このことは、内ケーブル比率の小さいものほど外力に抵抗するための外ケーブルの分担分が大きいことを示している。

曲げの各特性点における外ケーブル応力度の増加量 Δf_{ps} （以下、増加量）と内外ケーブル比率との関係を図-3.2.5 に示す。コンクリート圧壊時では、全外ケーブル構造の No.1（内 0%）の増加量は 313 N/mm²であるのに対し、内外ケーブル併用構造の No.2（内 12%）～No.4（内 63%）の増加

量は $543 \sim 618 \text{ N/mm}^2$ であり、増加量に大きな差があることがわかる。さらに、内外ケーブル併用構造であれば、内ケーブル比率の増加によって多少コンクリート圧壊時の外ケーブル応力増加量が増加する傾向が見られるもののその差はあまりないこと、完全に耐力が失われた内ケーブル破断時では、内ケーブル比率の増加に従って増加量はほぼ比例的に増大していることがわかる。

次に、内ケーブルについて、荷重—増加ひずみの関係を図-3.2.6 に示す。ここで、内ケーブルの弾性限界点までの増加ひずみとしては、各ケーブルによって若干異なるが約 $4,500 \mu$ であり、降伏点までは約 $11,000 \mu$ となる。また、内ケーブルのひずみ計測位置は、セグメントのセンターの位置であるので、必ずしもひび割れ位置での計測結果となっていないことに留意する必要がある。この図より、内ケーブル比率が異なっても内ケーブルの荷重—増加ひずみ関係は、内外ケーブル併用構造である No.2～No.4 で比較した場合、No.2 がひび割れ以降でのひずみ増加が若干大きい以外はそれほど大きく変わらず、セグメントの断面内の挙動は、内外の総ケーブル断面積が同じであれば、ほぼ同じといえる。No.5 (内 100%) では、ひび割れが分散したため、その他の試験体のようにひび割れ後に急激にひずみが増加するひび割れ面に近いひずみ挙動を示さず、ひずみ増加が徐々に進展したものと考えられる。

さらに、外ケーブルのひずみ挙動を検討するため、外ケーブル増分ひずみ—変位関係を図-3.2.7 に示す。この図より、内外ケーブル併用構造の No.2～No.4 の外ケーブルの増分ひずみと変位との関係は、全外ケーブルである No.1 が若干異なる挙動を示す以外、ほぼ同じ挙動を示していることがわかる。また、外ケーブルの増分ひずみと変位とは、有効高さの 1/4 程度の変位まではほぼ線形関係にあることがわかる。それ以降は変位増加に伴って、増分ひずみが徐々に低下する傾向が見られるが、これは梁の変形に伴って外ケーブルの偏心距離が小さくなる幾何学的非線形性の影響が大きくなるためと考えられる。

以上から、外ケーブルの応力増加量は、内外ケーブル併用構造においては、内ケーブル比率が大きいほど増大する傾向があることが明らかとなった。一方、外ケーブルの応力増加は、セグメント梁の変形に依存して増加するため、外ケーブルの増加量は、結局、内外ケーブル梁のじん性に依拠して大きくなるといえる。なお、全外ケーブルの場合の外ケーブル応力増加量は、内外併用ケーブルの場合の値の約 1/2 程度となり、内ケーブルの影響が大きいことが分かる。

(3) 破壊断面におけるコンクリート圧縮縁ひずみと外ケーブルひずみの関係

内ケーブル構造と外ケーブル構造のひび割れ発生から終局状態における過程での破壊断面におけるひずみ分布は、同一載荷荷重時では図-3.2.8(a) (b) に示すような違いが知られている³⁾。すなわち、外ケーブル構造は、内ケーブル構造と比較すると、ケーブルひずみが同一の時（同一載荷荷重時）に、コンクリートひずみが卓越する構造となる。従って、外ケーブル構造は、十分なケーブルの張力増加が生じる前にコンクリート圧縮縁ひずみ ε_c （以下、圧縮縁ひずみ）が終局ひずみに到達するため、内ケーブル構造に比べて終局耐力が低下することになる。一方、内外ケーブル併用構造のひずみ分布は図-3.2.8(c) に示すようになっていないと仮定すれば、外ケーブルひずみが同一の時の圧縮縁ひずみは、外ケーブル構造に比べて小さくなり、圧縮縁ひずみが終局に到達するのが遅くなって終局耐力が大きくなるということになる。

表-3.2.5 各荷重段階における外ケーブル応力度の一覧

試験体 No.	項目	荷重段階	導入プレス トレス量	ひび割れ 発生時	内ケーブル 降伏時	コンクリート 圧壊時	外ケーブル 初降伏時	内ケーブル 破断時
1	荷重 P (kN)		0	78	—	108	—	—
	外ケーブル 応力度	fps (N/mm ²)	887	908	—	1200	—	—
	△fps (N/mm ²)		0	22	—	313	—	—
2	荷重 P (kN)		0	84	123	128	—	125
	外ケーブル 応力度	fps (N/mm ²)	899	970	1361	1474	—	1474
	△fps (N/mm ²)		0	71	463	576	—	576
3	荷重 P (kN)		0	82	120	132	127	118
	外ケーブル 応力度	fps (N/mm ²)	905	953	1221	1448	1471	1540
	△fps (N/mm ²)		0	48	316	543	566	635
4	荷重 P (kN)		0	79	124	147	144	139
	外ケーブル 応力度	fps (N/mm ²)	891	950	1150	1509	1559	1617
	△fps (N/mm ²)		0	58	259	618	668	725

記号) fps ; 外ケーブル応力度, △fps ; 外ケーブル応力度の増加量

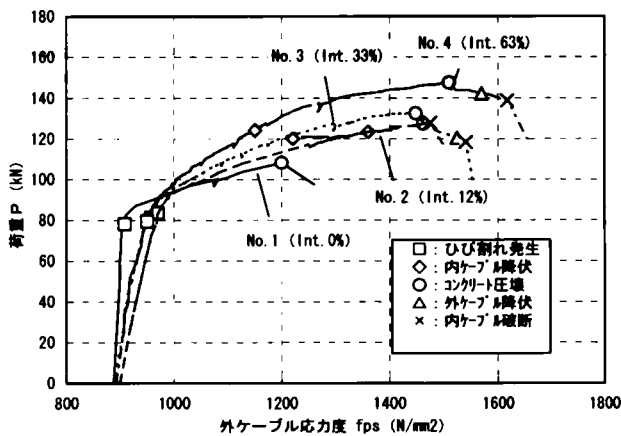


図-3.2.4 荷重-外ケーブル応力度関係

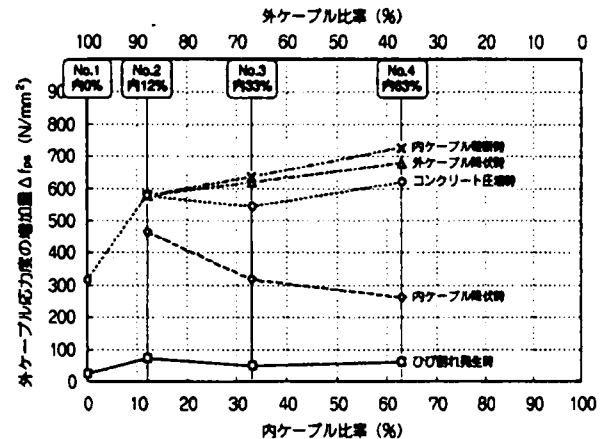


図-3.2.5 外ケーブル応力度増加量と内外ケーブル比率との関係

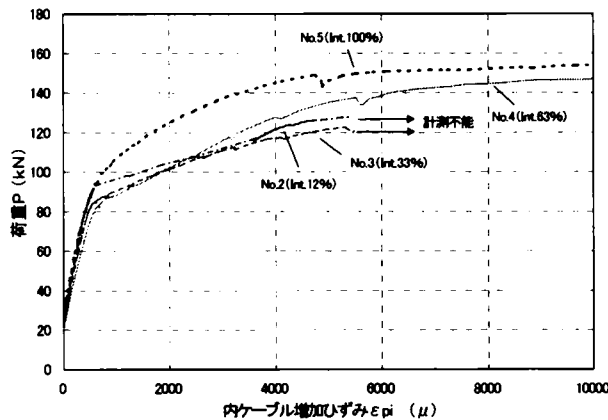


図-3.2.6 荷重-内ケーブル増加ひずみ関係

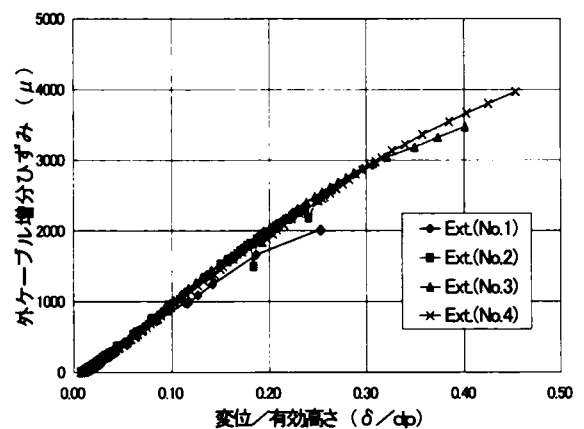


図-3.2.7 外ケーブル増分ひずみ-変位関係

以上の点を明らかにするために、コンクリートの圧縮縁ひずみと外ケーブルひずみの関係を図-3.2.9に示す。なお、コンクリートの圧縮縁の計測位置は、コンクリートが圧壊した断面とし、パイ型変位計よりひずみに換算したものである。この図より、内外ケーブル併用構造 (No.2～No.4) は、外ケーブル構造 (No.1) に比べて、外ケーブルひずみが同一の時に圧縮縁ひずみが小さいことがわかる。すなわち、外ケーブルひずみと変形とは線形の関係があることから同じ変形に対して圧縮縁は余裕があることになり、先に述べた仮定は成り立つものと考えられる。また、同じ内外ケーブル併用構造においても、内ケーブル比率が大きくなるに従って、同一外ケーブルひずみに対する圧縮縁ひずみが小さくなっていることがわかる。このことは、内ケーブル比率が大きくなるに従ってじん性が改善され、それに伴って外ケーブルの応力増加も大きくなり、終局耐力も大きくなるということを示しているものと考えられる。

(4) 圧壊後の挙動の相違について

内ケーブル比率の大小により圧縮縁のコンクリート圧壊後の挙動に相違が見られたが、これは、内ケーブル比率が小さい範囲 (内0～12%) では、圧壊時における中立軸が圧縮縁にかなり近い

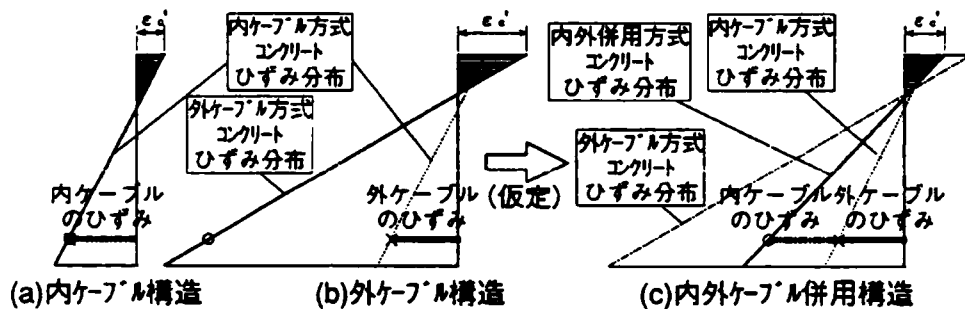


図-3.2.8 各ケーブル構造の破壊断面でのひずみ分布

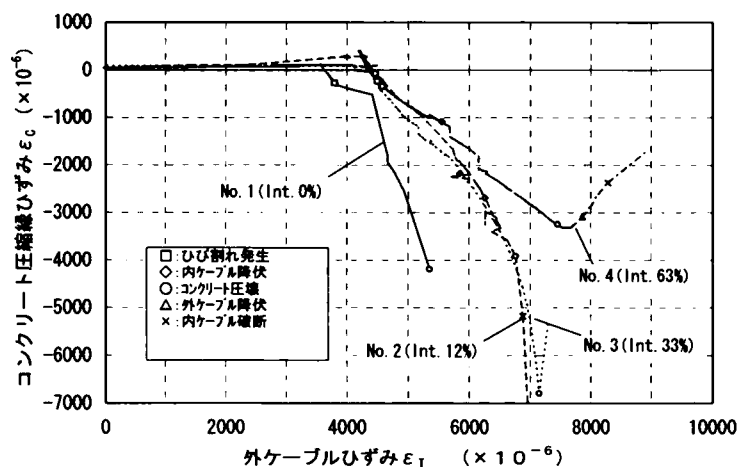


図-3.2.9 破壊断面におけるコンクリート圧縮縁ひずみと外ケーブルひずみとの関係

位置にあるため、かぶり部が圧壊すると同時に圧縮側の抵抗力が失われて耐力低下を引き起こすのに対し、内ケーブル比率が大きい範囲（内 33～100%）では、圧壊時における中立軸が圧縮縁から若干離れた位置にあるため、圧壊後も圧縮側の抵抗力がすぐには失われず、耐力をある程度維持できるものと考えられる。

3.2.3 内外ケーブル比率に関する考察

内ケーブル比率と最大荷重および変位ならびにそれらの低下率との比較を図-3.2.10 に示す。図の荷重低下率および変位低下率はいずれも内ケーブル 100%の値を基準とした値である。また、荷重および荷重低下率の図中には、断面計算による耐力計算値も示した。本計算による外ケーブルの扱いは、外ケーブル張力分を断面に作用する引張り側抵抗力と仮定して断面耐力計算を行ったものであり、張力増加を無視して初期導入力分のみを考慮した場合と実験から得られた実測張力増加分を加算した場合の2種類の計算値を示した。

この図より、今回行った実験の範囲内で得られた知見を以下にまとめる。

- ①最大荷重については、内ケーブル比率の増加に従って最大荷重は増加するが、特に、内ケーブル比率が小さい範囲での最大荷重の変化が大きい。
- ②内ケーブル比率が 13%～63%の範囲では、最大荷重および圧壊時変位は、ほぼ比例的に増加していることが分かる。
- ③内ケーブル比率が 33%～100%の範囲では、圧壊時と終局時の変位が大きく異なることが分かる。これより、内ケーブル比率を 33%～100%の範囲内にすれば圧壊後も急激には耐力が失われず、さらなる変形が可能なことが分かる。
- ④内ケーブル比率 100%を基準とした場合、荷重低下は内ケーブル比率 13%以上では 0.8 倍程度に収まっているが、変位低下は内ケーブル比率 13%～63%の範囲で 0.6～0.8 倍となり、変位への影響が大きい。特に、全外ケーブルの場合には、変位の低下が大きく 0.4 倍となる。
- ⑤外ケーブル張力を初期導入力で一定とした断面計算値は、内ケーブル比率の減少に伴う荷重低下の傾向を概ね評価できる。ただし、かなり安全側の評価となり、外ケーブルの張力増加の評価が必要である。
- ⑥一方、外ケーブルの実測張力増加分を加味して計算した場合、その計算耐力は、実験値とほぼ一致する結果となる。このことは、外ケーブルの増加応力を正しく算出できれば断面耐力計算によって耐力を算定できることを示している。ただし、内ケーブル比率が小さい 33%以下では、本計算方法の値は過大評価する傾向にあり、外ケーブルの張力増加による断面耐力への寄与が計算上ほど得られないことを示している。この理由としては、外ケーブルの張力増加は定着端やデビエータを通して間接的にセグメント断面に作用するが、付着を有する内ケーブルの比率が小さい場合、ひび割れが集中する箇所が生じ、そのような局所化に対して部材全体の張力増加は有効に作用せず、各ひび割れ断面に一樣に作用するという計算上の仮定から外れるためと考えられる。

以上より、内外ケーブル併用構造では、ケーブル比率に応じて耐力および終局変位とも比例的に変化すること、内ケーブル比率を 33%～100%の範囲内にすれば圧壊後も急激には耐力が失われず、さらなる変形が可能なことが明らかとなった。また、耐力の変化については、外ケーブルの張力分を断面作用力と考えた断面計算で類推できることが明らかとなった。

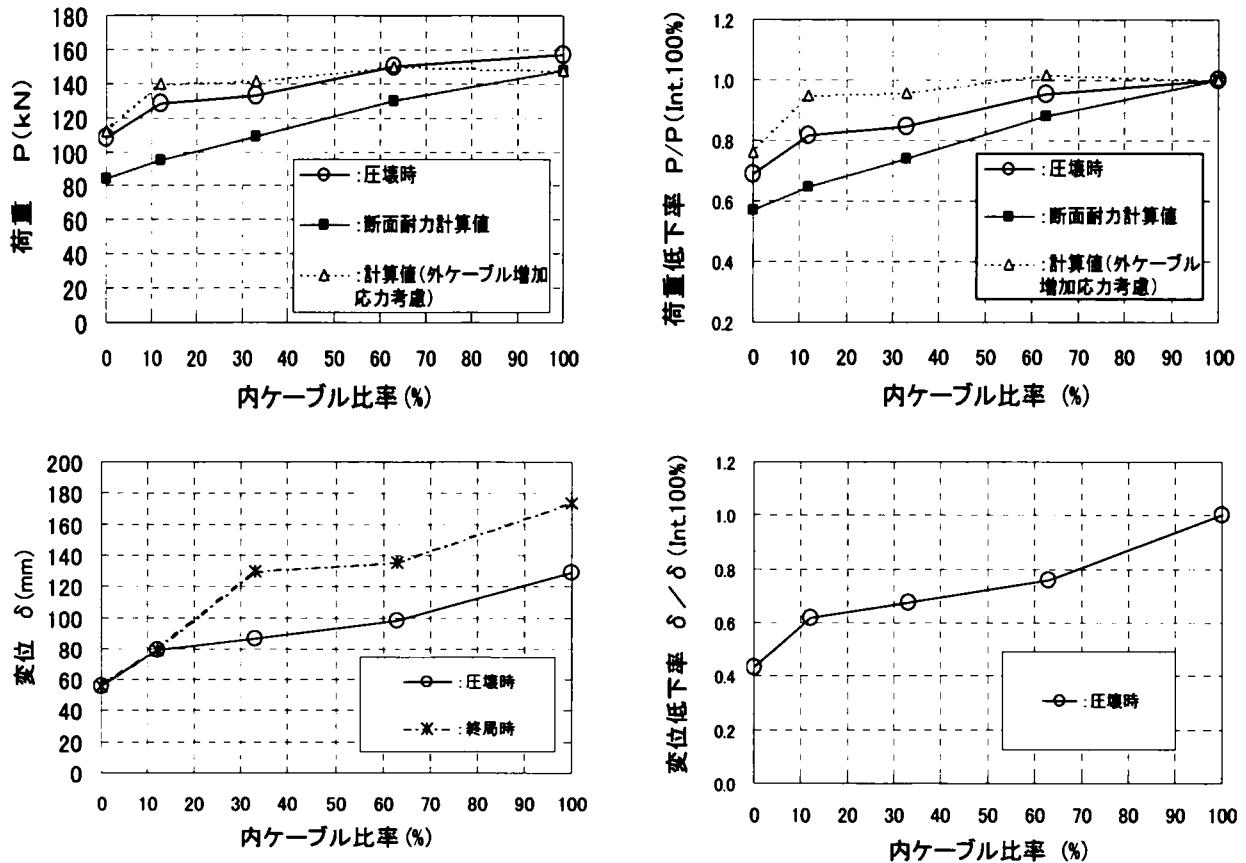


図-3.2.10 ケーブル比率の影響

3.2.4 終局状態における外ケーブル応力度の算定についての検討

一般的な外ケーブル構造では、外ケーブルが降伏する前にコンクリート圧壊により終局状態を迎える。従って、外ケーブル構造の終局曲げ耐力の算出にあたっては、終局時における外ケーブルの応力度をどのように評価するかが問題になる。

そこで、本項では現在各国の基準で示されているアンボンドケーブル構造の終局状態におけるケーブル応力度の算定式およびアンボンドケーブルの応力度増加に関する研究成果から提案されている算定式を用いて、PSEPC 構造の終局状態における外ケーブル応力度をどの程度評価できるかについて、本研究で用いた試験体の形状寸法の範囲内で検討する。

検討に用いた算定式は、ACI⁴⁾、AASHTO⁵⁾、BS⁶⁾、DIN⁷⁾、PCI⁸⁾の各国の基準と、Naaman⁹⁾らによって提案されている6種類とした。

これらの算定式は、いずれも(3.2.1)式の形で示され、外ケーブル応力度の増加量 Δf_{ps} をいかに評価するかがポイントとなっている。そこで、本検討では Δf_{ps} の計算値とコンクリート圧壊時における Δf_{ps} の実験値を比較することで外ケーブル応力度の算定について評価することにした。

$$f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_{ps} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3.2.1)$$

ここで、 f_{ps} ：終局状態におけるケーブル応力度 (N/mm²)

f_{pe} ：有効プレストレスによるケーブル応力度 (N/mm²)

Δf_{ps} ：終局状態におけるケーブル応力度の増加量 (N/mm²)

各算定式による終局状態における f_{ps} の計算値およびその計算精度(計算値/コンクリート圧壊時における実験値)を表-3.2.6および図-3.2.11に示す。

図-3.2.11より、No.1(内0%)の全外ケーブル構造の計算精度と、No.2(内12%)～No.4(内63%)の内外ケーブル併用構造の計算精度とでは、明らかに差があり、全外ケーブル構造だけが高い値を示していることがわかる。これは、全外ケーブルのPSEPC構造では、コンクリートと付着のある鋼材(鉄筋あるいは内ケーブル)が全く存在しないことによる影響が大きいものと考えられる。各提案式は、鉄筋については評価しているものがあるが、内ケーブルについて評価しているものはなく、今後、鉄筋あるいは内ケーブルの評価を考慮した算定式について検討する必要があると考えられる。また、内外ケーブル併用構造(No.2～No.4)に着目すれば、内外ケーブル比率が変化しても計算精度に特に大差はないことがわかる。

表-3.2.6 外ケーブル増加応力度に関する

各算定式の計算値と精度

外ケーブル応力度の増加量 Δf_{ps} (N/mm ²)					
試験体No.	No.1	No.2	No.3	No.4	
内ケーブル比率(%)	0	12	33	63	
計算値	ACI	249	236	214	193
	AASHTO	103	103	103	103
	BS	344	348	368	389
	DIN	678	681	685	709
	PIC	100	100	100	100
	Maaman	714	818	764	824
実験値	コンクリート 圧壊時	313	576	543	618
計算精度	ACI	0.80	0.41	0.39	0.31
	AASHTO	0.33	0.18	0.19	0.17
計算値/ 実験値	BS	1.10	0.60	0.68	0.63
	DIN	2.16	1.18	1.26	1.15
	PCI	0.32	0.17	0.18	0.16
	Naaman	2.28	1.42	1.41	1.33

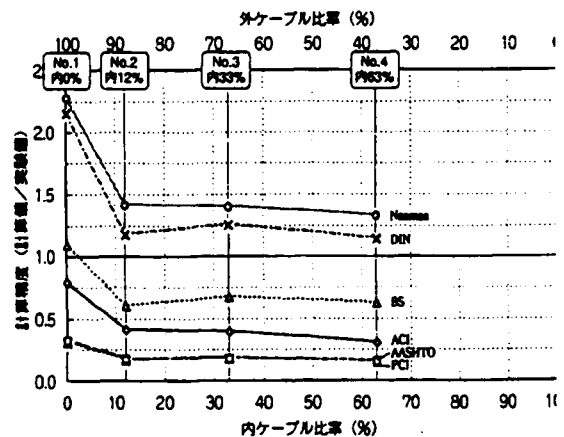


図-3.2.11 各算定式の計算精度

設計的には、DIN を除いては、各国の基準は概ね安全側の計算精度を示しており、本試験体の形状寸法の範囲内であれば、PSEPC 構造の設計に適用しても特に差し支えないものと考えられる。

3.2.5 まとめ

コンクリート断面積に対するケーブル比率、導入プレストレス量および配置鉄筋量などを実構造物の箱桁と同程度とした実構造物の約 1/8 の模型を用いて内外ケーブル比率に着目した載荷実験を行い、PSEPC 構造（外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造）の曲げ特性ならびに終局限界状態における外ケーブル応力度の増減について検討した。本検討の範囲内で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 内ケーブル比率が大きくなるに従って、曲げ特性は脆性的な挙動からよりじん性のある挙動へ推移することが明らかになった。
- 2) 内ケーブル比率の増加に従って、最大荷重および終局変位が大きくなること、また、ひび割れ分散性がよくなることが明らかになった。
- 3) 外ケーブル応力度は、ひび割れ発生まではほとんど増加せず、ひび割れ発生後に大きく増加する。また、外ケーブルの応力度増加は、部材の変形に依存して増加する。
- 4) 外ケーブル応力度の増加量は、コンクリート上縁の圧壊時には、全外ケーブル構造と内外ケーブル併用構造とで大きく異なり、内外ケーブル併用構造の方がより増加量が大きくなる。
- 5) 内ケーブル比率を 33%～100%の範囲とすれば、かぶり部のコンクリート圧壊後も急激には耐力が失われず、さらなる変形が可能である。したがって、変形性能を期待する場合には、内ケーブル比率に留意する必要がある。
- 6) PSEPC 構造の内ケーブル比率に伴う耐力の変化は、外ケーブルの張力分を断面作用力と考えた断面計算で類推できる。したがって、外ケーブルの増加応力を正しく算出できれば断面耐力計算によって耐力を算定できる。
- 7) アンボンドケーブル構造の終局状態における応力度の各算定式を PSEPC 構造に適用した結果、全外ケーブル構造と内外ケーブル併用構造とでは、計算精度（計算値／実験値）に明らかな差が認められた。これは、各算定式に鉄筋については評価する算定式もあるものの内ケーブルによる断面性能改善効果を評価できていないためである。

3. 3 外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の曲げ解析

外ケーブル方式プレキャストセグメント PC（以降、PSEPC と略称する）橋の設計においては、外ケーブルの張力増加を考慮して終局断面耐力を求めることにより簡易的に設計されている。しかしながら、この設計手法は、構造系を考慮していないため、外ケーブルの張力増加を一律に決定せざるを得ないことからかなり安全側に評価していること、また、不静定構造においてはモーメント再分配を考慮していないこと、などの課題があり、必ずしも合理的な方法とは言えない。

合理的な設計のためには、構造系を考慮しつつ、PSEPC 構造の材料の力学的非線形性と部材の幾何学的非線形性の両挙動を解析できることが必要である。

そこで、実用設計での解析手段として、比較的簡便に取り扱えて実用的な解析システムであるファイバーモデルによる複合非線形解析システム（SLAP）¹⁾に着目し、本解析を用いて PSEPC 構造に適用する方法について検討を行うとともに、3. 2 節の実験結果と比較することにより、解析手法およびその適用性について検証する。

3.3.1 解析概要

梁部材の非線形解析手法としては、一般にフレーム解析や FEM 解析がある。FEM 解析は、解析の特性上、ソリッド要素やシェル要素等の要素を用いて梁部材を軸方向や断面方向にかなり細分して分割する必要があり、詳細な局所の応力状態や変形状態を解析するには適しているが、橋梁のような梁部材の実用設計に用いるのには煩雑な面がある。そこで、本解析では、実用設計に利用しやすいフレーム解析を採用した。

フレーム解析で非線形性を取り扱う方法としては、部材断面の曲げモーメント-曲率関係をフレーム部材に与えてから部材剛性を求めて解析する方法や部材断面をファイバーに分割して断面保持を仮定して直接応力-ひずみ関係から求めるファイバーモデルの方法がある。本解析では、軸力変化を考慮して解析する必要性から、ファイバーモデルを用いた手法を用いる。また、外ケーブル構造は一般的に終局時には大変形となるため、終局曲げ耐力を精度よく算出するには、材料の力学的な非線形性とフレームモデルの幾何学的な非線形性の2つの非線形性を評価し、これを解析システムに取り込む必要がある。そこで、本解析システムでは、材料の非線形性の評価には断面をセル状に分割したファイバーモデル²⁾を、幾何学的な非線形性の評価には Updated Lagrangian Formulation³⁾を採用した。

(1) 解析モデル

解析の構造モデルを図-3.3.1に示す。ファイバーモデルを基本とした解析モデルを構築した。桁はファイバーを用いた梁要素とし、外ケーブルは軸力のみを受け持つトラス要素とした。デビエー

タは剛体要素でモデル化し、図心との距離を確保するとともに、ケーブルとは斜めバネ要素で結合し、ケーブル軸線上にスライド支持となるようにモデル化した。なお、梁要素においては図-3.3.2に示すように断面を層状に分割したファイバーでコンクリート、付着のある内ケーブルのPC鋼材および鉄筋をモデル化している。また、プレキャスト部材の接合面は、図-3.3.3に示すようにRC部と無筋部でモデル化することにより表現することとしたが、接合面を設けない場合についても検討する。

(2) 応力～ひずみモデル

解析に使用する材料の応力～ひずみモデルを図-3.3.4および図-3.3.5に示す。

コンクリート、鉄筋およびPC鋼材の材料の応力～ひずみモデルは、橋梁の設計で一般的に用いられている道路橋示方書Ⅲ編（以降、道示Ⅲモデルと略称する）⁴⁾の材料モデルを使用することとした。ただし、コンクリートの応力～ひずみモデルの影響を検討するため、別途、最大応力点から横補強筋（拘束筋）量に対応して応力を低下させる軟化型モデルも用いた。軟化型モデルとしては、道路橋示方書・耐震設計編⁵⁾（以降、道示Ⅴモデルと略称する）および六車・渡辺ら^{6),7)}によって提案されているモデル（以降、六車モデルと略称する）を用いた。

解析での終局の判定としては、①桁上縁の圧縮ひずみが終局ひずみ ε_{cu} （道示Ⅲモデルでは、 $\varepsilon_{cu}=0.0035$ ）に達した場合（以下、圧壊と称する）あるいは②ケーブルが破断ひずみに達した場合のいずれかと定義する。

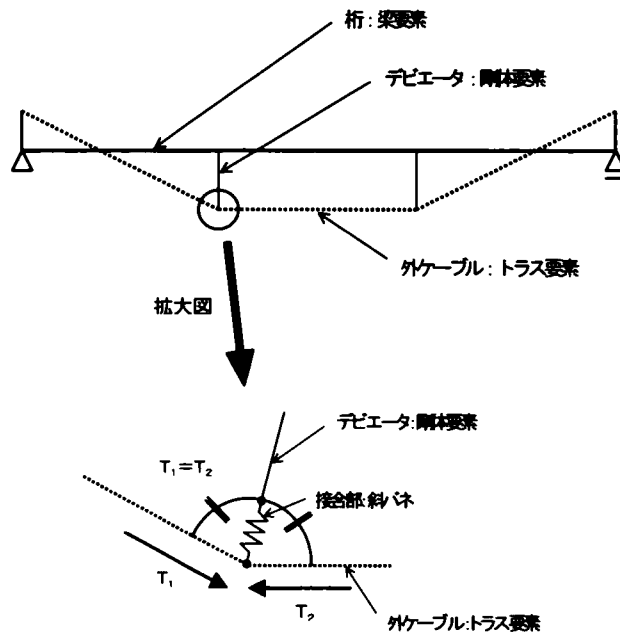


図-3.3.1 解析構造モデル

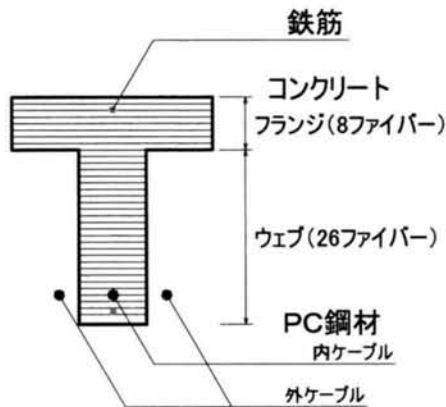


図-3.3.2 ファイバーモデル

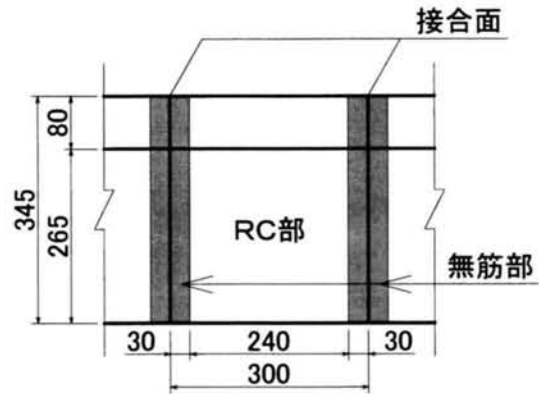


図-3.3.3 接合面のモデル化

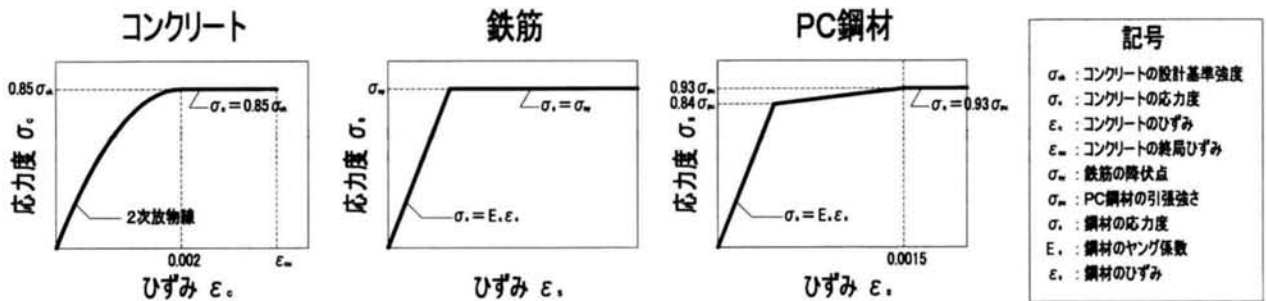


図-3.3.4 材料の応力-ひずみモデル (道示Ⅲモデル) 4)

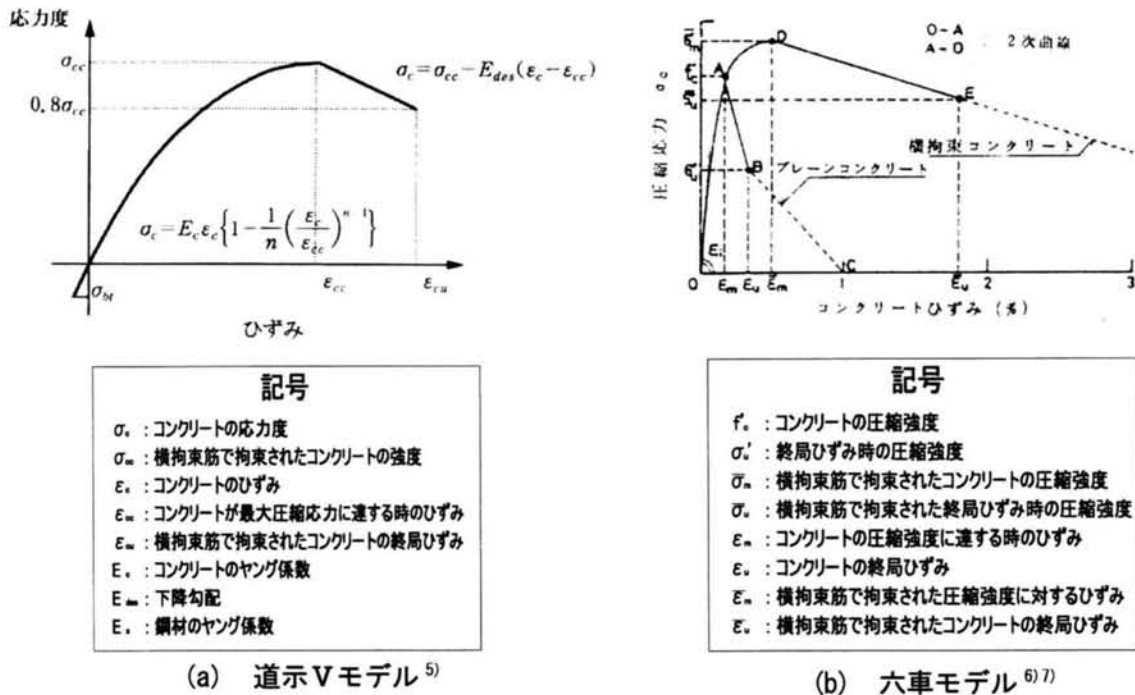


図-3.3.5 コンクリートの応力-ひずみモデル (軟化型モデル)

3.3.2 解析結果

(1) 実験結果の解析

解析結果として、3.2節での実験結果と本ファイバーモデルによる解析結果の一覧を表-3.3.1に、荷重と変位の関係を図-3.3.6に示す。また、荷重と外ケーブル応力度との関係を図-3.3.7に示す。

解析の結果は、全ての供試体でケーブルの破断よりも圧壊が先行する結果となった。実験結果もNo.2 試験体でコンクリート上縁が圧壊と同時に内ケーブルが破断した以外はコンクリートの圧壊が先行しており、解析は基本的破壊モードについて実験結果をほぼシミュレートできていることがわかる。

最大荷重は、表-3.3.1に示すように内外ケーブル比率に関わらず、(実験/解析)比で0.92~1.09の精度で解析できており、十分な精度といえる。また、荷重～変位関係は、図-3.3.6に示すように荷重のみならず荷重～変位の非線形挙動を十分な精度でシミュレートしている。圧壊時の変位は、(実験/解析)比で1.03~1.14と若干安全側ではあるがほぼ妥当な値を得た。また、外ケーブルの増加応力の解析値もコンクリート圧壊時まで内外ケーブル比率に関わらず実験結果とよく一致している。

解析結果の内、荷重と変位について内ケーブル比率との関係で実験値と比較すると図-3.3.8となる。低下率については、内ケーブル比率100%の実験値を基準として示した。これより、内ケーブル比率に伴う耐力変化ならびに圧壊時の変位については、実験結果の傾向を良く評価できていることがわかる。

以上より、本解析では、コンクリートの応力-ひずみ関係として道示Ⅲモデルの簡略的な応力-ひずみモデルを用いたが、ひび割れから圧壊までの荷重-変位関係は精度よくシミュレートされており、PSEPC梁の力学的挙動は十分に解析できているものと考えられる。

表-3.3.1 実験値と解析結果の比較

供試体No.	ひび割れ発生荷重(kN)	最大荷重(kN)	圧壊時スパン中央変位(mm)	終局時スパン中央変位(mm)	破壊性状
1	実験	78.2	108.2	55.84	コンクリート上縁 : 圧壊
	解析	79.7	100.3	42.86	内ケーブル : -
	実/解	0.98	1.08	1.03	外ケーブル : 降伏せず
2	実験	83.6	127.9	79.22	コンクリート上縁 : 圧壊
	解析	84.0	117.1	56.04	内ケーブル : 破断
	実/解	1.00	1.09	1.41	外ケーブル : 初降伏せず
3	実験	82.4	133.0	86.66	コンクリート上縁 : 圧壊
	解析	82.2	135.8	78.26	内ケーブル : 破断
	実/解	1.00	0.98	1.11	外ケーブル : 初降伏
4	実験	79.4	147.5	97.88	コンクリート上縁 : 圧壊
	解析	80.7	153.5	87.99	内ケーブル : 破断
	実/解	0.98	0.96	1.11	外ケーブル : 初降伏
5	実験	78.9	156.8	128.67	コンクリート上縁 : 圧壊
	解析	87.1	171.2	124.43	内ケーブル : 降伏
	実/解	0.91	0.92	1.03	外ケーブル : -

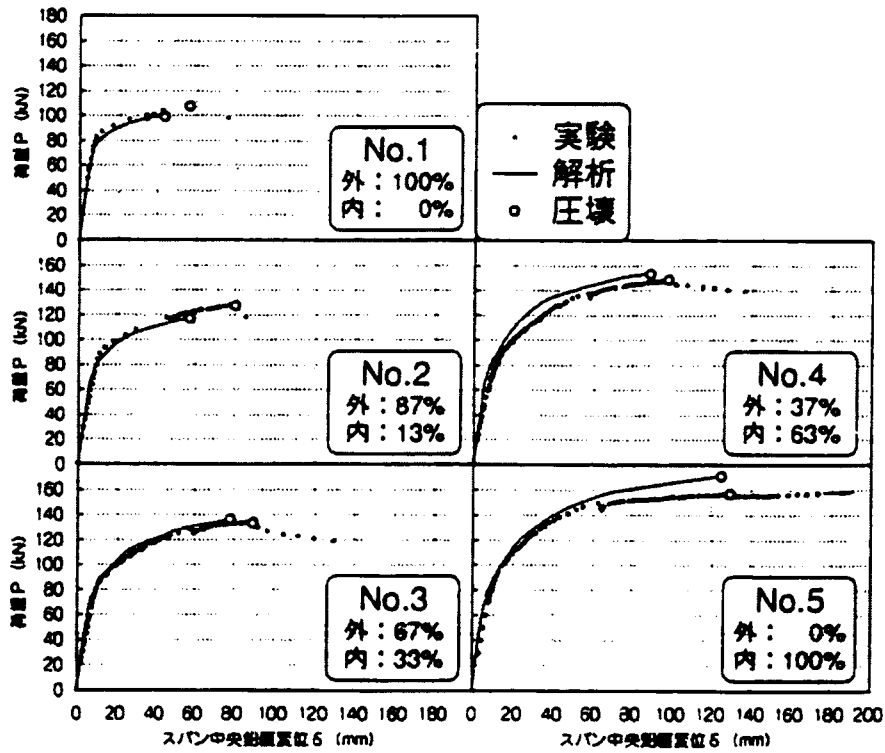


図-3.3.6 荷重と変位の関係の比較

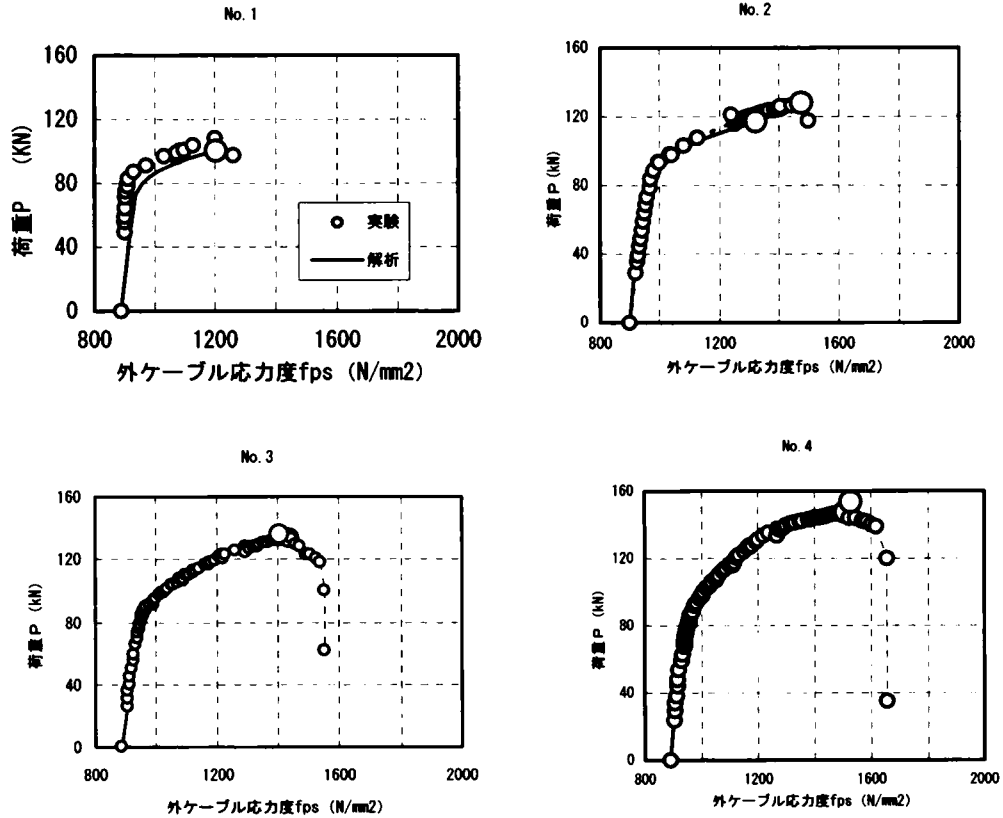


図-3.3.7 荷重と外ケーブル応力度関係の比較

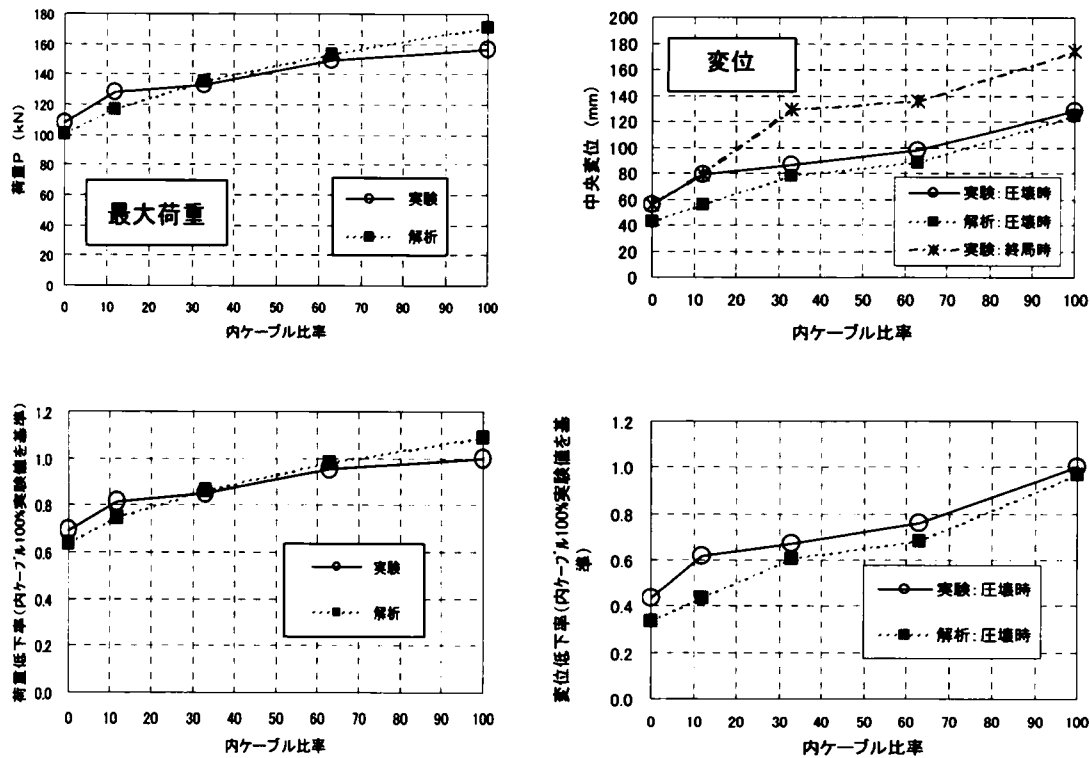


図-3.3.8 解析による内ケーブル比率の影響

(2) モデル化の影響

前項の解析では、セグメントの継ぎ目部を表現するため、セグメントを鉄筋コンクリート部分と無筋部分に要素分割し、コンクリートの応力-ひずみ関係としては、橋梁設計で一般に用いる道路橋示方書の簡略的な応力-ひずみモデルを用いた。無筋部分の要素長が極端に小さい場合は、ファイバーモデルの特性上ひずみが集中する可能性があり、コンクリートのひずみを過大に評価する可能性がある。また、コンクリートは実際には最大応力に達した後、応力が軟化した性状を示す。そこで、以下の項目がファイバーモデルの解析結果に与える影響について、内ケーブル 33%の内外ケーブル併用構造と全外ケーブル構造の例を代表ケースとして検討する。

- ①コンクリートの応力-ひずみモデル
- ②無筋部要素長

1) コンクリートの応力-ひずみモデルの影響

考慮したコンクリートの応力軟化モデルの比較を図-3.3.9に示す。実験試験体の横拘束筋による体積比 $\rho_s = 0.017$ を用いた場合、道示Ⅲモデルでは、圧縮強度 $0.85 \sigma_{ck} = 42.5 \text{ N/mm}^2$ 、 $\epsilon_{cu} = 0.0035$ に対して、道示Ⅴモデルでは横拘束された圧縮強度 σ_{cc} および終局ひずみ ϵ_{cu} は、それぞれ $\sigma_{cc} = 54.4 \text{ N/mm}^2$ 、 $\epsilon_{cu} = 0.0058$ に、六車モデルでは $\sigma_{cc} = 52.6 \text{ N/mm}^2$ 、 $\epsilon_{cu} = 0.0052$ となる。

これらの応力-ひずみモデルを用いた場合の荷重-変位関係の比較を図-3.3.10(i)に、荷重-外

ケーブル応力度関係の比較を図-3.3.10(ii)に示す。解析結果は、それぞれ内ケーブル比率 33% のケースと全外ケーブルの 2 ケースを示している。

応力軟化型の道示Ⅴモデルや六車モデルを用いた場合、最大荷重、終局変位までの荷重・変位関係の曲線はほとんど変わらないものの、道示Ⅲモデルに比べて終局変位が大きく評価される。また、道示Ⅴモデルは六車モデルより大きく評価することがわかる。すなわち、最大圧縮強度は、荷重-変位関係にそれほど影響を与えず、終局ひずみの大きさが終局変位に大きく寄与することがわかる。

一方、外ケーブル増加応力の評価については、各モデルであまり変わらないことがわかる。これは、終局変位の増加によって外ケーブルの応力は増加するものの、終局の領域では幾何学的非線形性の影響により、外ケーブル応力増加に与える影響が鈍るためと考えられる。

以上から、外ケーブル構造においては、荷重-変位関係、特に終局変位を評価する場合には、応力軟化型のコンクリート応力-ひずみモデルを用いることによって精度向上を図れることがわかった。ただし、今回の実験との比較では、若干過大評価となっていることに留意する必要がある。

2) 無筋部要素長の影響

無筋部要素長の影響解析としては、図-3.3.11 に示すように、要素長を 0~150mm に変化させて、荷重変位関係および外ケーブル応力度増加の評価に与える影響について検討した。無筋部要素長 0mm は、鉄筋が連続した一体構造であり、要素長 150mm は、部材をコンクリートのみとした場合に相当する。解析ケースとしては、内ケーブル比率 33% のケースと全外ケーブルの 2 ケースであり、コンクリートの応力-ひずみモデルとしては、道示Ⅲモデルおよび軟化型の道示Ⅴモデルの 2 種類とした。

荷重-変位関係についての解析結果を図-3.3.12 に、外ケーブルの応力度についての解析結果を図-3.3.13 に示す。また、図-3.3.14 に内外併用ケーブル（内ケーブル比率 33%、道示Ⅲモデル）の場合について、曲率分布の計算結果を示す。

荷重-変位関係についてみると、無筋部要素長 0mm の解析は、明らかに荷重および変位の評価において他のケースに比べて過大となることがわかる。すなわち、鉄筋が連続していることにより、継ぎ目でのひび割れによる曲率の集中を評価できず、過大な評価となる。

無筋部要素長をかぶりに対応して 30mm とした場合を基準にみると、無筋部要素長を実際より 2 倍、3 倍と長くすることで、ファイバーの応力集中が平均化され、終局時の変位が増加する傾向にある。道示Ⅲモデルと道示Ⅴモデルの比較では、道示Ⅴモデルの軟化型モデルの方が若干大きいものの影響割合はほぼ同じと考えられる。また、内外併用ケーブルと全外ケーブルでの増加割合の差はほとんどなかった。

外ケーブルの応力増加についてみてみると、終局変位増加に伴って応力度が増加していることがわかる。無筋部のひずみが平均化することにより、部材全体の変位が増加し、それに伴って外ケーブルひずみが増加するためと考えられる。

図-3.3.15 に、内外併用ケーブル（内ケーブル比率 33%）について、継ぎ目部曲率の実測値と計算値との比較を示す。実測値は平均値と最大値を、また、計算値は最大値と最小値を示してある。これより、無筋部要素長をかぶり部分に対応した 30mm とした計算値が比較的実測値とも対応して

いることが分かる。したがって、実際の継ぎ目部の挙動と対応した解析を行うためには、無筋部要素長をかぶり相当長とすることが望ましいと言える。

以上より、終局変位の評価にあつては、無筋部要素長の影響は大きいが、継ぎ目部の挙動を模擬した解析を行うためには、無筋部要素長をかぶり部相当長とすることが望ましいと考えられる。

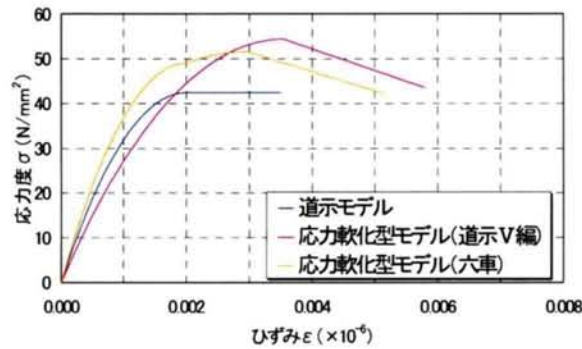
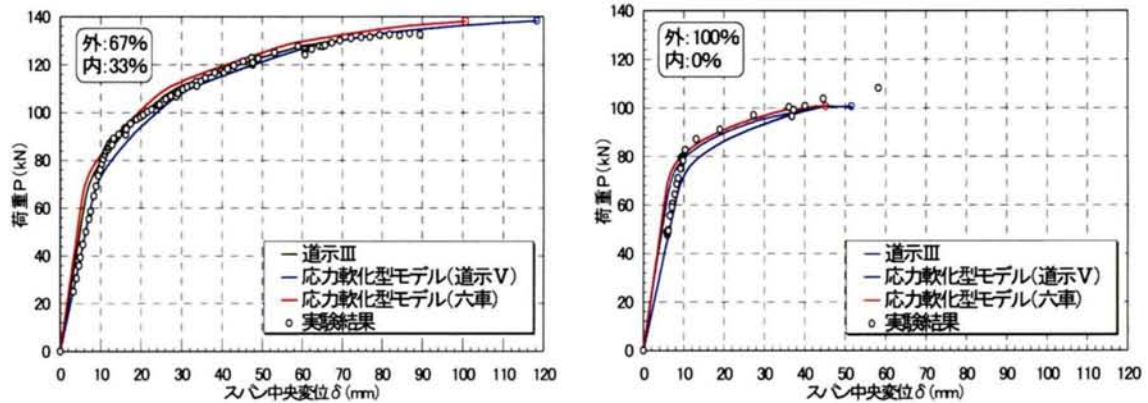


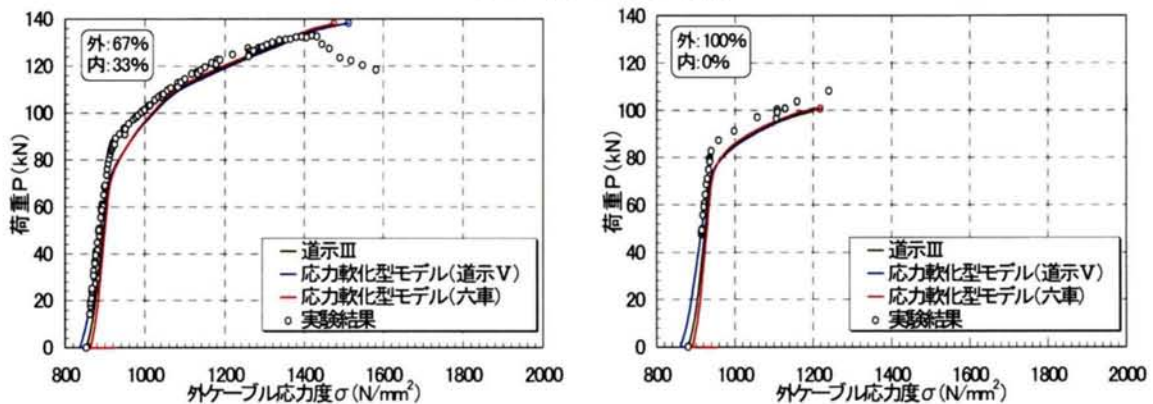
図-3.3.9 コンクリートの応力-ひずみモデル



(a) 内外併用ケーブルの場合

(b) 全外ケーブルの場合

(i) 荷重-変位関係



(a) 内外併用ケーブルの場合

(b) 全外ケーブルの場合

(ii) 荷重-外ケーブル応力度関係

図-3.3.10 コンクリートの応力-ひずみモデルの影響

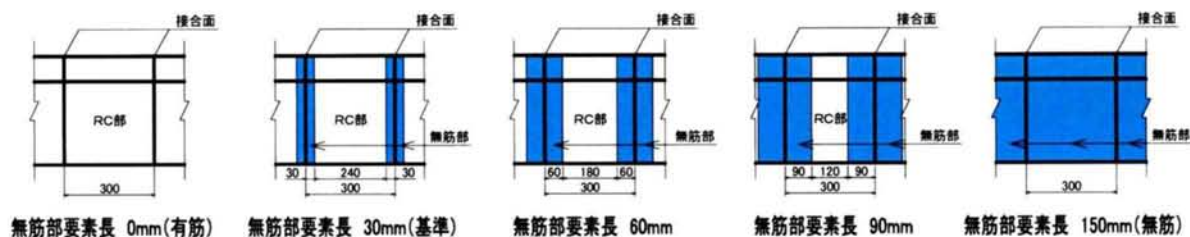


図-3. 3. 11 無筋部分要素長のモデル化

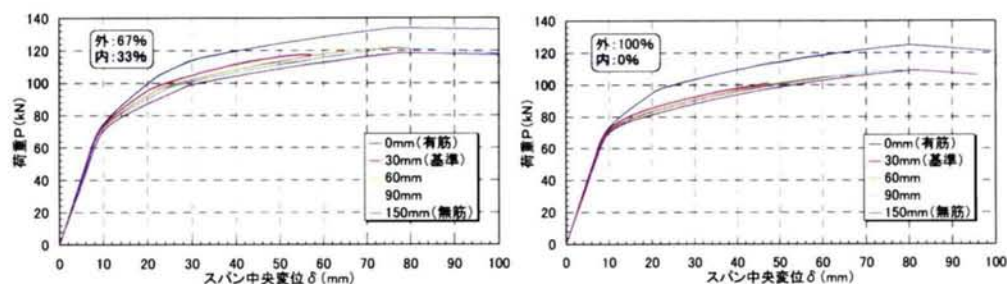
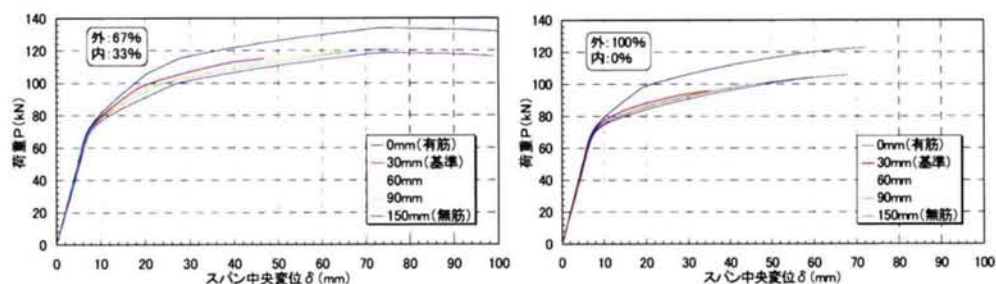


図-3. 3. 12 無筋部分要素長の影響その1 (荷重-変位関係)

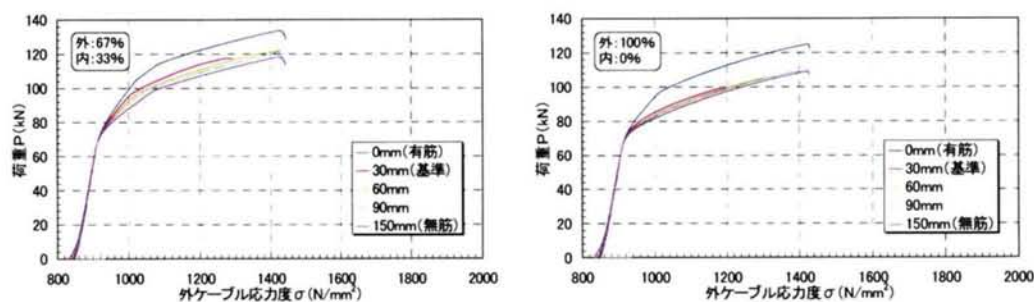
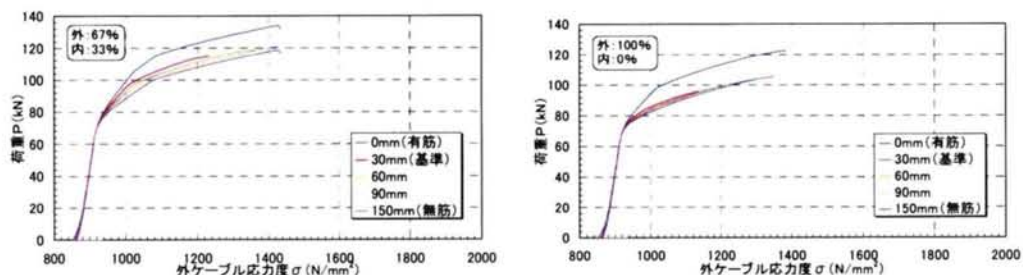
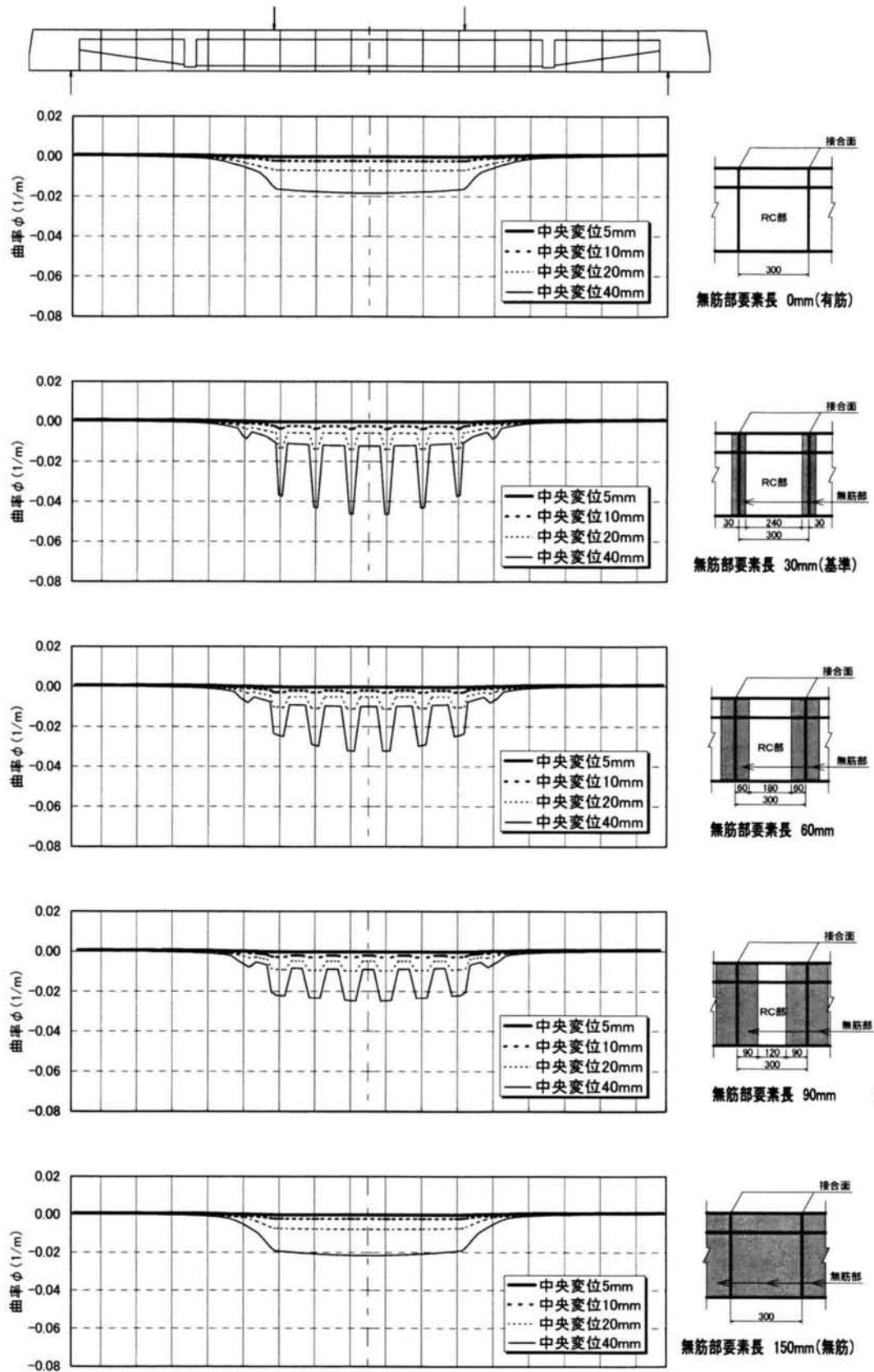


図-3. 3. 13 無筋部分要素長の影響その2 (荷重-外ケーブル応力度関係)



内外併用ケーブル(外:67%, 内:33%)の場合(道示Ⅲ)

図-3.3.14 無筋部分要素長の影響その3 (曲率分布)

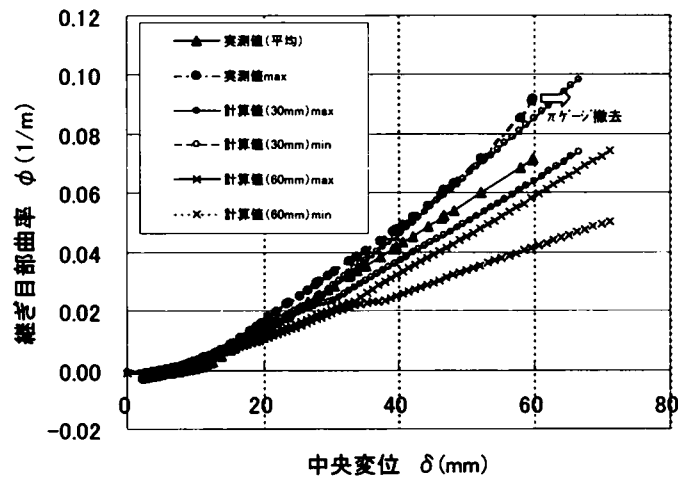


図-3.3.15 継ぎ目部曲率の実測値と計算値の比較(内ケーブル比率 33%)

3.3.3 解析システムの適用性

本解析システムの適用性を検証するために、3.2節の実験結果に加えて、これまでに筆者らが行った単純梁に関する実験¹⁰⁾ならびに他機関で実施された単純梁ならびに連続梁に関する実験⁹⁾¹¹⁾について、3.3.2で示したと同様な解析条件（コンクリート応力-ひずみモデル；道示Ⅲモデル，無筋長；かぶり部の長さ）でシミュレーション解析を行い，実験結果と比較する．解析条件で道示Ⅲモデルを用いたのは，設計で一般に用いる条件でどの程度適用性があるかを確認するためである．比較項目は，終局時における耐力，変位，外ケーブル応力度とした．

検討に用いた実験データおよび解析結果の一覧を表-3.3.2に示す．また，文献11)の連続梁の試験体諸元を図-3.3.16に示す．非対称载荷のケース（試験体 No.3～5）では，右スパンの载荷荷重を左スパンの载荷荷重の約30%となるように制御されている．

耐力，変位，外ケーブル応力度のそれぞれについて解析精度（実験値／解析値）と実験値との関係についてまとめた結果を図-3.3.17に示す．また，連続梁において非対称载荷の結果の一例として，文献11)の試験体 No.4について荷重-変位関係およびケーブル応力度の比較を図-3.3.18および図-3.3.19に示す．

図-3.3.17より，全体的に見た場合，耐力および外ケーブル応力度については，単純梁，連続梁の区別なく非常に精度よく解析できていることがわかる．一方，変形性能については，単純梁，連続梁ともかなり安全側の評価となっていることがわかる．これは，文献9),11)の実験では，コンクリートの圧縮縁を鉄筋により拘束することにより圧壊後も変形が伸びているが，解析では拘束効果を考えたコンクリートの応力-ひずみ関係を用いていないことが原因と考えられる．

図-3.3.18および図-3.3.19の非対称载荷の結果を見た場合，耐力および外ケーブル応力度の解析結果は，実験値より小さめであるが，左スパン中央の塑性ヒンジ化その後の中央支根部断面の圧壊までの挙動を再現した荷重-変位関係がある程度評価できており，モーメント再分配も実用上問題な

く解析できているものと考えられる。

以上、コンクリートの応力-ひずみ関係に道路橋示方書の簡易材料モデル（道示Ⅲモデル）を用いた場合でも、本複合非線形解析システムを用いることにより、単純梁ならびに連続梁の耐力、ケーブル応力を精度よく推定できることがわかった。また変形については、安全側の結果となることがわかった。したがって、外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の解析に本解析手法は、十分適用可能であると考えられる。

表-3.3.2 検証用データ

実験種別	試験体		耐力 (kN)			変形 (mm)			外ケーブル張力(kN)			外ケーブル応力度 (N/mm ²)		
	No.	試験体種別	実験	解析	実験/解析	実験	解析	実験/解析	実験	解析	実験/解析	実験	解析	実験/解析
日紫喜ら ¹⁰⁾	No.1	単純梁 PC	50.0	47.1	1.06	77.48	81.56	0.95	27.0	28.3	0.95	1373.1	1445.4	0.95
	No.2	単純梁 PC	46.1	44.1	1.04	78.23	81.49	0.96	27.0	28.0	0.96	1373.1	1430.3	0.96
	No.3	単純梁 EPC	45.1	43.1	1.05	55.93	57.66	0.97	27.0	27.9	0.97	1373.1	1415.6	0.97
	No.4	単純梁 PSEPC	30.4	29.4	1.03	55.25	56.38	0.98	27.0	27.6	0.98	1373.1	1401.2	0.98
	No.5	単純梁 PSIPC	31.4	29.4	1.07	52.25	52.78	0.99	27.0	27.3	0.99	1373.1	1387.0	0.99
3.2節実験	No.1	単純梁 PSEPC	108.2	100.3	1.08	55.84	42.86	1.30	332.9	333.7	1.00	1200.0	1203.0	1.00
	No.2	単純梁 PSEPC	127.9	117.1	1.09	79.22	56.04	1.41	357.7	320.7	1.12	1474.6	1322.0	1.12
	No.3	単純梁 PSEPC	133.0	135.8	0.98	86.66	78.26	1.11	269.0	261.5	1.03	1442.4	1407.4	1.02
	No.4	単純梁 PSEPC	149.5	153.5	0.97	97.88	87.99	1.11	155.8	157.8	0.99	1509.4	1528.8	0.99
	No.5	単純梁 PSIPC	156.8	171.2	0.92	128.67	124.43	1.03	212.4	209.7	1.01	1475.9	1468.1	1.01
陸好ら ⁹⁾	No.1	単純梁 PSEPC	65.3	62.7	1.04	67.80	45.90	1.48	348.1	368.7	0.94	1254.9	1329.1	0.94
	No.2	単純梁 PSEPC	63.4	61.8	1.03	64.90	43.70	1.49	336.4	361.9	0.93	1212.7	1304.6	0.93
	No.3	単純梁 PSEPC	62.4	60.4	1.03	82.50	42.90	1.92	320.1	362.8	0.88	1153.9	1307.9	0.88
	No.4	単純梁 PSEPC	68.7	68.3	1.01	92.10	78.90	1.17	377.6	413.8	0.91	1361.2	1491.7	0.91
	No.5	単純梁 PSEPC	63.8	67.0	0.95	143.40	105.50	1.36	391.3	400.1	0.98	1410.6	1442.3	0.98
	No.6	単純梁 PSEPC	63.5	61.5	1.03	118.10	98.50	1.20	377.6	375.6	1.01	1361.2	1354.0	1.01
	No.7	単純梁 PSEPC	77.8	74.9	1.04	88.10	51.80	1.70	382.6	408.9	0.94	1379.2	1474.0	0.94
	No.8	単純梁 EPC	84.3	84.1	1.00	81.80	71.80	1.14	371.7	369.7	1.01	1339.9	1332.7	1.01
藤岡ら ¹¹⁾	No.1	連続梁 EPC	131.8	125.4	1.05	57.60	50.48	1.14	259.0	235.5	1.10	1393.9	1267.5	1.10
	No.2	連続梁 PSEPC	73.7	72.7	1.01	35.70	25.11	1.42	222.8	230.9	0.96	1199.2	1242.7	0.96
	No.3	連続梁 PSEPC	79.4	72.6	1.09	38.80	26.09	1.49	243.5	229.8	1.06	1310.5	1236.8	1.06
	No.4	連続梁 PSEPC	70.2	62.1	1.13	47.10	33.74	1.40	218.5	206.2	1.06	1176.0	1109.8	1.06
	No.5	連続梁 PSEPC	71.9	61.1	1.18	80.10	39.64	2.02	221.6	206.9	1.07	1192.8	1113.6	1.07
	No.6	連続梁 PSEPC	79.5	72.4	1.10	80.10	64.22	1.25	145.7	140.3	1.04	1045.7	1006.9	1.04

注) PSEPC : 外ケーブルプレキャストセグメントPC構造
PSIPC : 内ケーブルプレキャストセグメントPC構造

EPC : 外ケーブル一体PC構造
PC : 内ケーブル一体PC構造

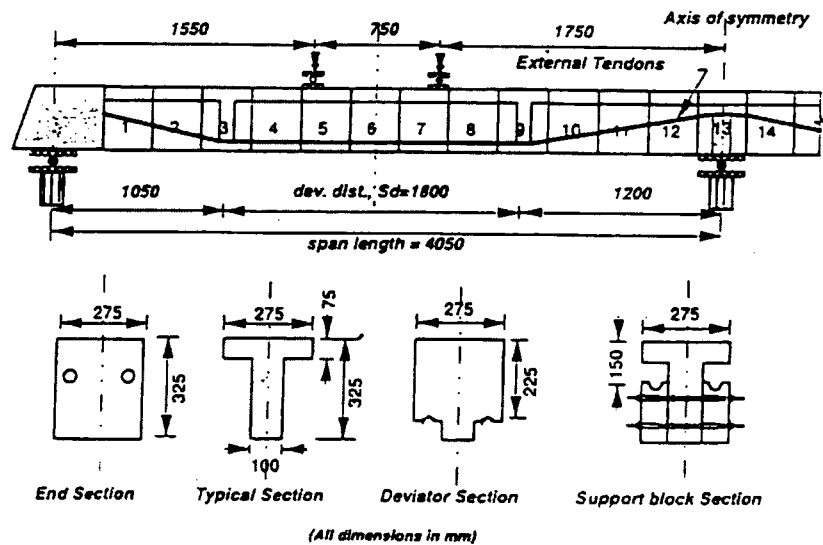


図-3.3.16 連続梁の試験体諸元¹¹⁾

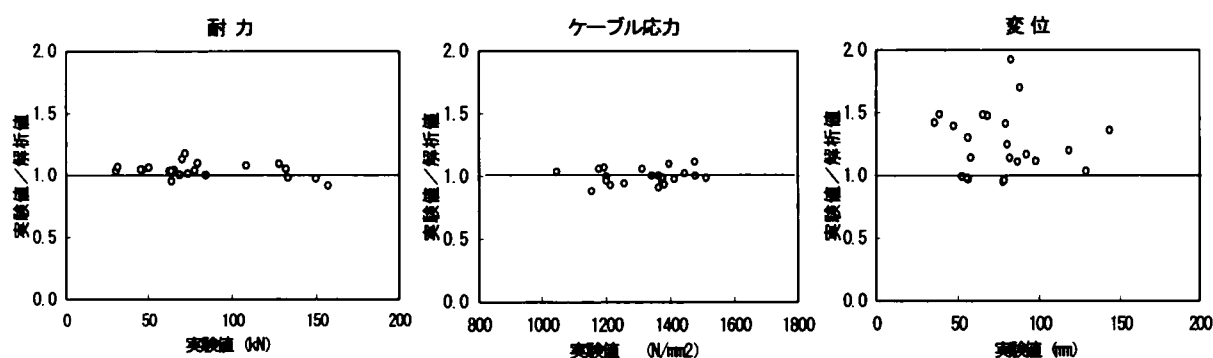


図-3.3.17 実験と解析との比較

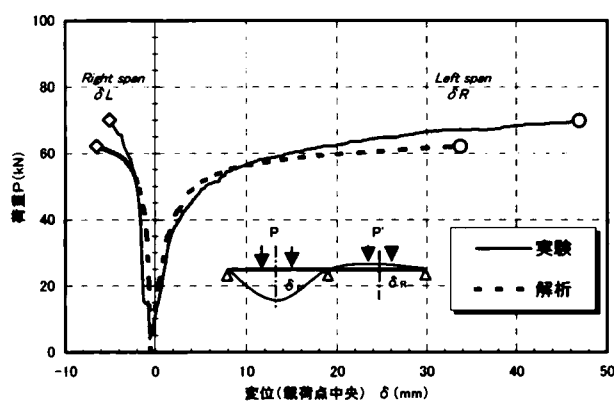


図-3.3.18 連続梁非対称載荷実験の
荷重-変位の比較

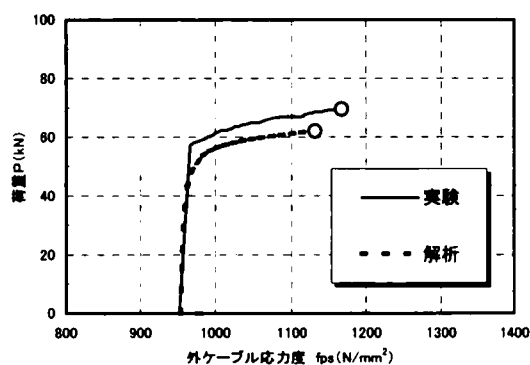


図-3.3.19 連続梁非対称載荷実験の
外ケーブル応力度の比較

3.3.4 全外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造のじん性改善

(1) 検討概要

内ケーブルが存在しない全外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造は、3.2節の実験結果から、ひび割れ後の耐力増加や変位増加が小さく、コンクリート上縁が圧壊後急速に耐力低下を起こすというじん性に乏しい結果となった。そこで、全外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造について、じん性改善の方策を探るため、解析的に検討する。じん性改善の方法として、ここでは、以下の3つの方法について取り上げる。

- ① 外ケーブルの分散配置
- ② 外ケーブルのアンボンド的配置
- ③ コンクリート圧縮部の補強

①は、複数のデビエータを配置して外ケーブルを分散配置することにより、外ケーブルの偏心距離

変化の影響を小さくすることをねらったものである。②は、全セグメントにデビエータを設け、外ケーブルをアンボンドケーブル状態に近づくようにしたものである。③は、既往の研究⁹⁾によって、コンクリートの圧縮部の補強によりじん性改善が図られることに着目したものである。

解析対象構造としては、3.2節の全外ケーブル構造の No.1 試験体を基本として、解析ケースに応じて解析条件を変化させた。解析条件の内、コンクリートの応力-ひずみモデルについては、①および②の場合は道示Ⅲモデルを使用し、③については、横拘束筋の効果を評価するため道示Ⅴモデルを用いた。その他の材料条件は、同じとした。

(2) 外ケーブル分散配置の影響

検討した外ケーブルの配置ケースを図-3.3.20 に示す。外ケーブル支持点であるデビエータの数を2,4,5個と変化させ、外ケーブルを基本配置の2等分および3等分に配分したものである。各ケーブル配置の場合の荷重-変位関係の解析結果を図-3.3.21 に示す。なお、外ケーブルの合計断面積は同じとしている。

解析結果より、外ケーブルを分散配置した影響は、ほとんどみられず、じん性を改善することはできていないことがわかる。これは、全外ケーブル構造の場合、偏心距離変化の影響が現れるまでの変形が生ぜず、外ケーブル分散の効果が発揮されなかったこと、等曲げ区間でひび割れが集中して曲げ変形が局所化するがそれに伴う部材の伸び変形が生ぜず、分散したケーブルが有効に作用しなかったことが考えられる。

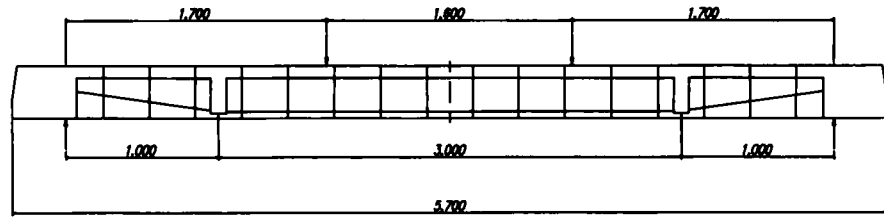
したがって、外ケーブルの分散配置は、全外ケーブル構造のじん性改善には有効でないことが明らかとなった。

(3) 外ケーブルのアンボンド的配置の影響

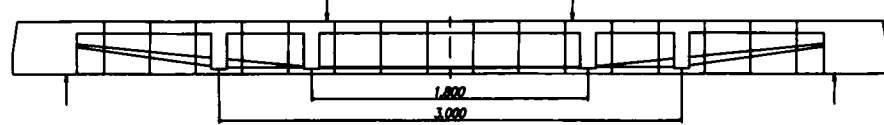
検討した外ケーブルの配置を図-3.3.22 に、荷重-変位関係の解析結果を図-3.3.23 に示す。本図より、外ケーブルをアンボンド的に配置した場合、ひび割れ以降の荷重-変位関係が若干改善され、終局変位も増加することがわかる。

これは、外ケーブルが各セグメントに連結されているため、継ぎ目部で局所的曲げ変形が起きようとするのをデビエータを介して、有効に抑制するためと考えられる。

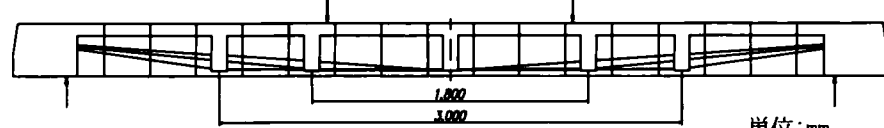
基本配置



分散配置1 (2等分して配置)



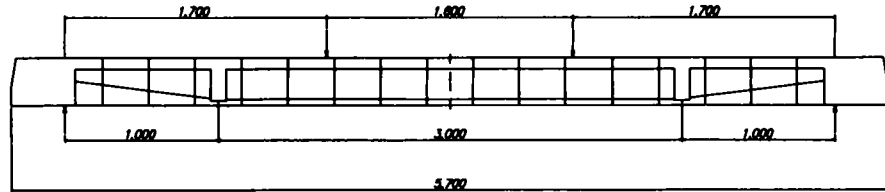
分散配置2 (3等分して配置)



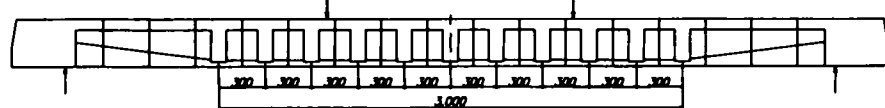
単位:mm

図-3.3.20 外ケーブルの分散配置

基本配置



アンボンド的配置



単位:mm

図-3.3.22 外ケーブルのアンボンド的配置

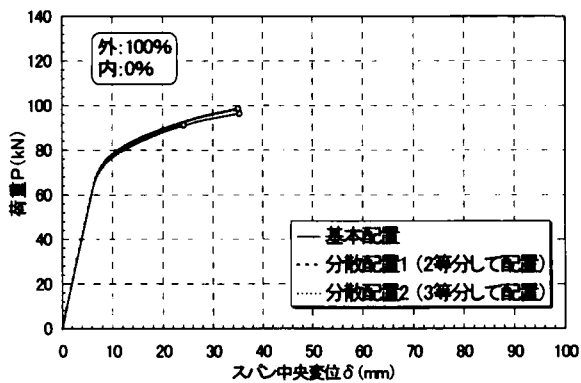


図-3.3.21 外ケーブルの分散配置の影響

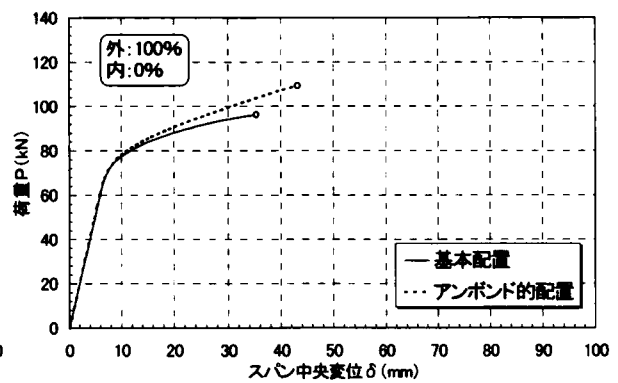


図-3.3.23 外ケーブルのアンボンド的配置の影響

(4) コンクリート圧縮部の補強の影響

コンクリートの圧縮部の補強は道路橋示方書に従い、横拘束筋の体積比で評価した。3.2節での試験体の体積比を基準として、その2倍、3倍を考慮した。体積比を2倍、3倍とした場合のコンクリートの応力-ひずみモデル（応力軟化型；道示Vモデル）を図-3.3.24に示す。また、荷重-変位関係の解析結果を図-3.3.25に示す。

荷重-変位関係をみると、横拘束筋を増加させることによって、初期剛性が若干変化するものの、曲線形状は変化せず、終局変位が改善されるのがわかる。横拘束筋を2倍、3倍と変化させた場合、終局変位は1.42倍、1.84倍と増加しており、また、その増加率は横拘束筋体積比と比例した関係になる。これは、終局変位の増加割合が道示Vモデルにおける終局ひずみの増加割合に一致していることから、終局状態では、コンクリートの終局ひずみの改善によって、継ぎ目部の回転性能が比例的に増大し、終局変位が増加するものと考えられる。すなわち、継ぎ目部を補強することにより、じん性改善を図れることが示される。

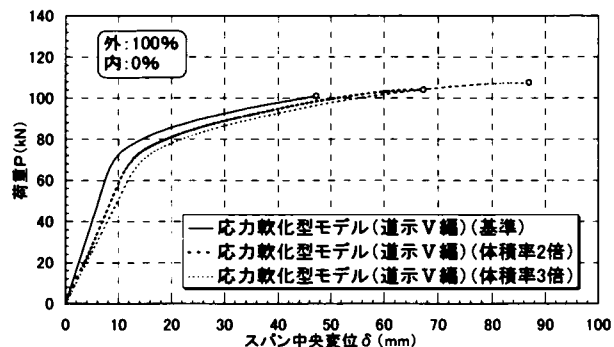
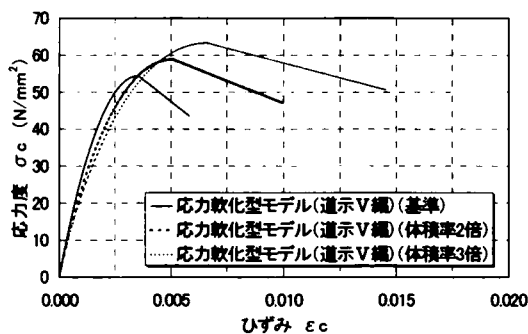


図-3.3.24 体積比を変化させた場合のコンクリートの応力-ひずみモデル

図-3.3.25 コンクリート圧縮部の補強の影響

(5) 全外ケーブルプレキャストセグメントPC構造に対するじん性改善のまとめ

全外ケーブルプレキャストセグメントPC構造について、じん性改善の方策を探るため、①外ケーブルの分散配置、②外ケーブルのアンボンド的配置、③コンクリート圧縮部の補強について解析的に検討した。これらの結果、じん性改善の方法として、以下のことが明らかとなった。

- 1) 外ケーブルを主桁に分散して配置する方法は、じん性改善には効果が認められなかった。これは継ぎ目部で局所化する変形に対して、外ケーブルがこれを抑制することができないためであると考えられる。
- 2) 全セグメントにデビエータを設け、外ケーブルをアンボンドケーブル状態的に配置した場合、荷重-変位関係を若干改善することができる。
- 3) 圧縮部の横拘束筋による補強は、じん性改善に直接的に寄与する。これは、終局状態では、コンクリートの終局ひずみの改善によって、継ぎ目部の回転性能が比例的に増大し、終局変位が増加するものと考えられる。
- 4) 以上より、②と③の方法の効果は異なるため、これらの方法を併用することにより、全外ケーブル

プレキャストセグメントPC 構造のじん性改善はさらに図れると考えられる。

3.3.5 まとめ

実用設計での解析手法を検討するため、ファイバーモデルによる複合非線形解析システムに着目し、PSEPC 構造の解析に対する適用性を検討した。本検討で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) セグメントおよび継ぎ目部をRC 部分と無筋部でモデル化し、コンクリートの応力-ひずみ関係に道路橋示方書の2 次曲線型材料モデル（道示Ⅲモデル）とした解析手法は、実験結果の荷重-変位関係、外ケーブル応力増加を十分な精度でシミュレートすることができる。ただし、終局変位は、一般に過小評価する傾向がある。
- 2) セグメントの継目部の評価手法として無筋部のモデル化については、無筋部を考慮することにより、耐力および変形とも実際の外ケーブルプレキャスト構造の曲げ挙動を評価することができる。モデル化上、無筋部の要素長を長くすると要素のひずみ集中が緩和されることにより、変位が増大するが、継ぎ目部の挙動を模擬した解析を行うためには、無筋部要素長をかぶり部相当長とすることが望ましい。
- 3) コンクリートの応力-ひずみ曲線において、最大応力から応力が軟化する道示Ⅴモデルや六車モデルを用いた場合、耐力や外ケーブル増加応力の評価にはそれほど影響を与えず、終局変位の増加に寄与する。PSEPC 構造においては、荷重-変位関係、特に終局変位を評価する場合には、応力軟化型のコンクリート応力-ひずみモデルを用いることによって精度向上が図れる。ただし、今回の実験との比較では、内外併用ケーブルの場合、変位や外ケーブル応力度は、若干大きく評価された。
- 4) コンクリートの応力-ひずみ関係に道示Ⅲモデルを用いた解析手法を用いて、他機関が行った連続梁を含めた実験結果を解析したところ、耐力、変位および外ケーブルの応力増加を十分な精度でシミュレートすることができる。ただし、終局変位は、安全側に評価する傾向がある。また、連続梁で非対称の載荷荷重に対する挙動も実務上十分な精度で解析が可能である。
- 5) 全外ケーブルのPSEPC 構造のじん性改善を目的として、①外ケーブルの分散配置、②外ケーブルのアンボンド的配置、③コンクリート圧縮部の補強、について解析に検討した。①の方法は有効な効果が得られなかったが、②および③の方法は、じん性改善に一定の効果が得られた。両者を組み合わせることでじん性改善はさらに図れると考えられる。

以上より、ファイバーモデルを用いた複合非線形解析は、セグメントの継目部の評価を適切に行えば、PSEPC 構造を十分な精度で解析することが可能であり、設計的には、道示Ⅲモデルの応力-ひずみモデルで十分な精度が得られること、さらに実験をシミュレートする場合には、コンクリートの応力-ひずみモデルに軟化型を用いるなどモデル化を詳細にすることにより、より精度良い解析が可能であることが明らかとなった。

3. 4 外ケーブルプレキャスト PC 構造の地震時繰返し曲げ特性

PC 橋梁の上部工はこれまで設計的には地震時にクリティカルになることが少なく、また上部工本体の PC 桁が地震被害を大きく受けた事例がなかったため、PC 梁部材の耐震性能について論じられることはこれまでほとんどなかった。

しかしながら、阪神大震災以降、下部工の耐震性能が大幅に強化・補強されたことに伴い、大規模な橋梁を始めとして、上部工も大きな地震力が作用する場合が生じてくるものと考えられる。特に PC ラーメン橋や長大橋の主桁については耐震性能を検討する必要性が増えてくるものと考えられる。その検討にあたっては、履歴復元力特性の把握が必要となるが、PSEPC 構造も含めて外ケーブル構造やプレキャストセグメント構造について、これらの履歴復元力特性について検討された例は少なく、挙動解明が必要である。

そこで、本節では、PC 上部工の橋軸直角方向を対象に、通常の内ケーブル PC 構造と外ケーブル構造やプレキャストセグメント構造など、部材構造とケーブル方式の違いが PC 梁部材の耐震性能に与える影響を調べることを目的に、小型模型試験体を用いて静的正負交番載荷実験を行って、履歴復元力特性とエネルギー吸収性能について論じる。

3.4.1 実験概要

(1) 実験目的

地震時に上部工に作用するエネルギーは、運動エネルギーとして消散される以外のエネルギーは主に軸方向鋼材の塑性化により消散される。場所打ち工法で構築する従来の PC 上部工（内ケーブル構造）では、橋軸直角方向に地震により慣性力が作用した場合、地震エネルギーは主に内ケーブルや軸方向鉄筋が塑性化することにより消散されることになる。しかし、外ケーブル構造では、外ケーブルが塑性化しにくいいため、外ケーブルが消散しないエネルギーは運動エネルギーとして消散されることになり、塑性化による吸収エネルギー的には内ケーブル構造より劣ることが予想される。また、セグメント工法を用いた外ケーブル構造では、セグメント接合面に軸方向鋼材が存在しないため、その傾向はより顕著となるものと予想される。

そこで、本研究では内ケーブル構造に比べて、外ケーブル構造、セグメント構造がどのような基本的耐震性能（履歴復元力特性・エネルギー吸収性能）を示すかを調べることを目的に、橋軸直角方向地震時を想定した繰返し模型実験を行うこととした。

(2) 実験要因

実験要因を表-3.4.1 に示す。実験要因は実験目的に則して部材の構造種別とケーブル構造種別の 2 つとし、その他の要因は全て一定となるようにした。部材の構造種別としては一体打ち部材（場所打ち部材）とセグメント部材の 2 種類とし、ケーブル構造種別としては、内ケーブル構造、外ケ

ケーブル構造、内外ケーブル併用構造の3種類とした。試験体は、これらを組み合わせて、内ケーブル構造の一体打ち部材（場所打ち部材）を基準試験体(PI)とし、外ケーブル構造の一体打ち部材(PE)および外ケーブル構造のセグメント部材（SE）の2体に、内外ケーブル併用構造のセグメント部材（SC）を加えた全4体とした。

(3) 試験体

試験体の断面形状は、1室箱桁断面を対象とし、図-3.4.1に示すように、実橋における橋軸直角方向に地震による慣性力が作用した場合に鉛直軸回りの曲げ剛性が等価となるように上下床版を一体化し、ウェブ厚さを調節してH型断面にモデル化した。試験体の大きさとしては、実験機器の制約からこれを縮小して実橋の約1/20程度の大きさとした。

各試験体の設計においては、まず、基準試験体(PI)を上述の考え方によって設計し、その他のPE, SE, SC試験体は、PI試験体と同じ断面形状、鉛直軸回りに同じ軸方向鉄筋およびPC鋼材の配置で外ケーブル化やセグメント化を行った。なお、全PC鋼材量および鉄筋量を各試験体で同じとしたため、各試験体の曲げ耐力は各試験体構造によって異なる。

PIおよびSC試験体の形状寸法を図-3.4.2に示す。試験体は、I型断面とし、軸方向鉄筋（以下、軸筋と略す）およびPC鋼材を対称複配置した全長3,400mmの単純梁とした。軸筋には引張鉄筋比および圧縮鉄筋比とも0.28%（SD345D6×4本）の異形鉄筋を、横方向拘束筋には、せん断補強筋比1.58%（SD345 D6@50mm）の異形鉄筋を配置した。横方向拘束筋の間隔は、せん断破壊が先行しないよう「土木学会コンクリート標準示方書・設計編」¹⁾の規定に基づいて設計した。また、PC鋼材（ケーブル）はA種のPC鋼より線を使用（表-3.4.1）し、PC鋼より線一本あたりに0.55Pu（Pu：PC鋼より線の引張強さ）の緊張力を与えて、6.0 N/mm²のプレストレスを導入した。なお、SC試験体の内ケーブル比率は、標準的な比率（33%）になるべく一致するように設定して、28%とした。また、内ケーブルのみ、鋼材断面積の調整のため異形PC鋼線を用いた。それぞれの鋼材の機械的性質を表-3.4.2に示す。

セグメント部材（SE, SC）はロングライン・マッチキャスト方式で製作し、一般部のセグメント長は200mmとした。セグメントを組み立てる際には、接合面にエポキシ樹脂（圧縮強度：70.8 N/mm²，引張強度：22.1 N/mm²）を塗布した後、圧着接合（圧縮応力度：0.28 N/mm²）とした。内ケーブルには、プレストレス導入後セメントペーストによるグラウトを行った。コンクリートおよびクラウトの圧縮強度は、表-3.4.1に併せて示してある。

(4) 載荷方法と計測項目

載荷位置と計測項目を図-3.4.3に載荷装置図を図-3.4.4に示す。また、実験状況を写真-3.4.1に示す。載荷位置は、スパン長3,000mmに対し、載荷スパン長900mmとし、せん断スパン比（せん断スパン／桁高）を3.3とした。載荷は押し引き用の油圧ジャッキにより載荷フレームを介して正負交番の漸増繰り返し曲げ載荷を行い、回転角（スパン中央鉛直変位／（スパン長／2））で制御した。載荷サイクルは、ひび割れ発生時および計算上の軸筋降伏時（一体打ち部材のみ）と、それ以降は回転角1/200 rad（以下、1/200と略す）の整数倍とし、同じ回転角での繰り返し載荷は2回

とした。また、最大載荷の80%を下回った場合を部材の終局と定義し、実験を終了した。

計測項目としては、載荷荷重、外ケーブル張力、鉛直変位、軸筋のひずみおよびケーブルのひずみとし、載荷荷重および外ケーブル張力は、ロードセルにより計測した。また、軸筋およびケーブルのひずみはいずれも試験体の中央位置にひずみゲージを貼付して計測した。変位は、支点位置も含めた7点で変位計により計測し、支点との相対変位を求めた。

表-3.4.1 実験要因

試験体 No.	記号*1	部材の構造 種別	ケーブル構造	ケーブルの仕様	コンクリート*2		グラウト*2
					圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)
1	PI	一体打ち部材 (場所打ち部材)	内ケーブル	SWPR7A10.8 ; 4本	47.8	25.4	32.2
2	PE		外ケーブル	SWPR7A10.8 ; 4本	47.6	26.9	—
3	SE	セグメント部材 (分割部材)	外ケーブル	SWPR7A10.8 ; 4本	51.7*3 51.7*2	25.8*3 26.1*2	—
4	SC		内外ケーブル 併用	内 : SWPD3 ; 4本 外 : SWPR7A9.3 ; 4本	52.4*3 52.0*4	28.0*3 28.0*4	29.1

*1 ; 記号種別 : P (一体打ち部材), S (セグメント部材),

I (内ケーブル構造), E (外ケーブル構造), C (内外ケーブル併用構造)

*2 ; コンクリート, グラウトの物性は、載荷実験時における材料試験結果を示す。

*3 ; ロングライン・マッチキャスト方式における先行打設セグメントのコンクリートの物性

*4 ; ロングライン・マッチキャスト方式における後行打設セグメントのコンクリートの物性

表-3.4.2 鋼材の機械的性質

鋼材の種類	断面積 (mm ²)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	伸び (%)
SWPD3	19.28	1917	2023	188	3.5
SWPR7A 9.3	51.73	1730	1887	194	3.5
SWPR7A 10.8	70.02	1642	1828	194	3.5
SD345 D6	31.67	442	558	210	20

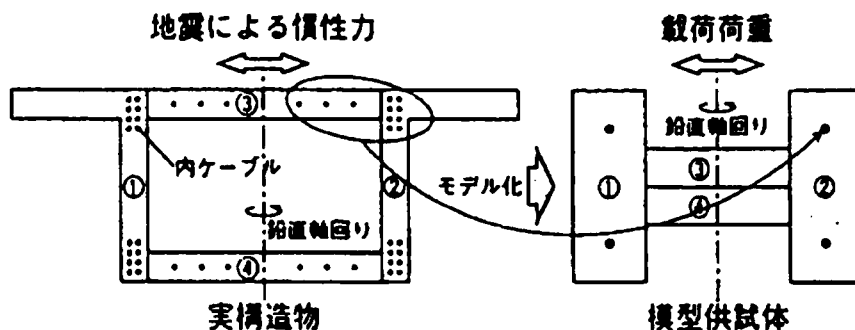
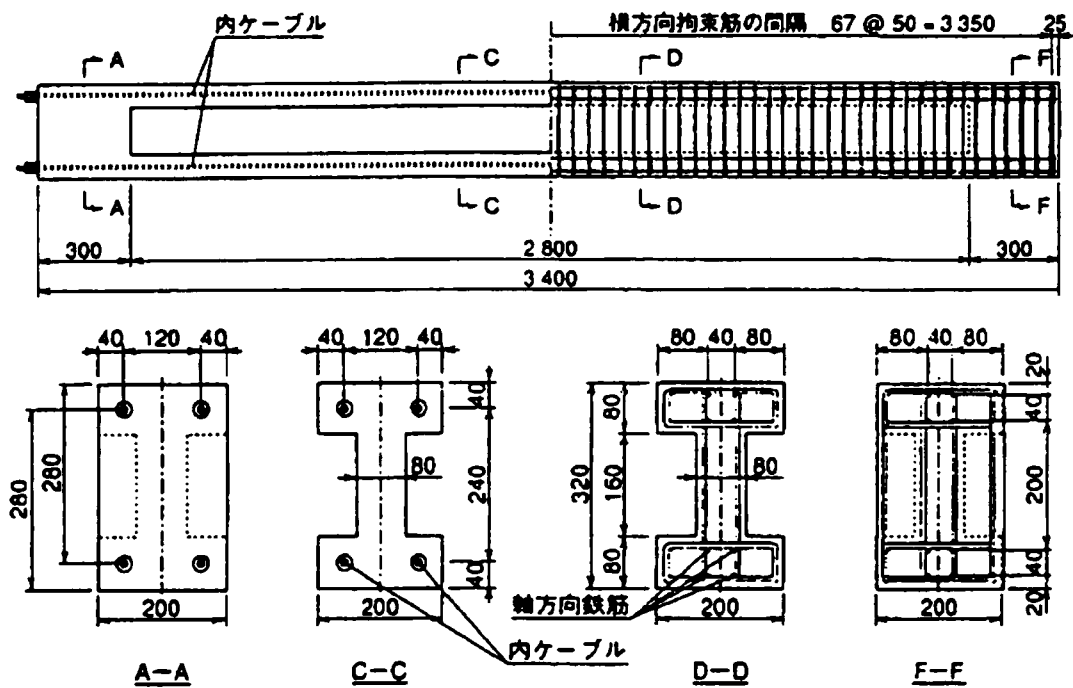
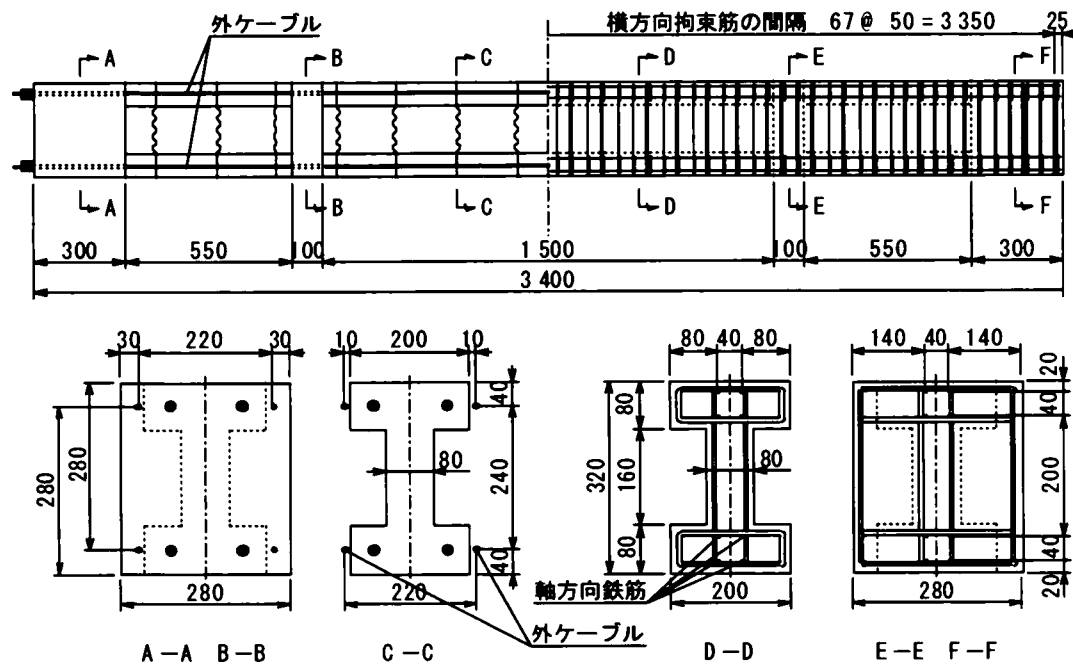


図-3.4.1 断面形状のモデル化の考え方



①一体打ち部材 (PI 試験体の例を示す)



②セグメント部材 (SC 試験体の例を示す)

単位:mm

図-3.4.2 試験体形状寸法

3.4.2 実験結果と考察

全試験体の載荷荷重とスパン中央鉛直変位との関係を図-3.4.5に示す。図中には、ファイバーモデルによる解析結果を併記してある。図中の記号は軸筋の降伏(●), 破断(▲), PC 鋼材の降伏(○)および破断(△), コンクリートの圧壊(×)を示している。また、実験終了後のひび割れ状況を図-3.4.6に示す。

(1) 破壊性状

a) 一体打ち部材／内ケーブル構造 (PI 試験体)

基準試験体である PI 試験体では、曲げひび割れが発生した後、2/200 サイクルで軸筋が、続いて 3/200 サイクルで内ケーブルが降伏し、12/200 サイクルの時に載荷点で軸筋の座屈とコンクリートの剥離が起こった。その後、載荷を続行したが、載荷点での損傷が大きくなり、載荷不可能となって 14/200 サイクルで実験を終了した。実験を終了したサイクルでは、載荷は最大荷重の 92%で部材の終局に至っておらず、軸筋、PC 鋼材の破断は観察されなかった。

b) 一体打ち部材／外ケーブル構造 (PE 試験体)

PE 試験体は PI 試験体の内ケーブルを外ケーブルに置き換えた試験体で、一体打ち部材におけるケーブル方式の違いを比較するためのものである。PE 試験体では、曲げひび割れが発生した後、1/200 サイクルで軸筋が降伏、6/200 サイクルで軸筋が座屈してコンクリートが圧壊、8/200 サイクルの時に軸筋が破断し、急激に耐力が低下して終局に至った。なお、終局状態においても外ケーブルは降伏ひずみに達していなかった。

c) セグメント部材／外ケーブル構造 (SE 試験体)

SE 試験体は PE 試験体をセグメント工法で製作した試験体で、部材の製作方法の違いを比較するためのものである。SE 試験体では、載荷スパン内の接合面近傍で曲げひび割れが発生した後、5/200 サイクルでコンクリートが圧壊し、6/200 サイクルの時に外ケーブルが降伏したが、耐力は急激には低下せず緩やかに低下して終局に至った。なお、終局状態において外ケーブルの破断はなかった。

d) セグメント部材／内外ケーブル併用構造 (SC 試験体)

SC 試験体は、SE 試験体の外ケーブルの 28%を内ケーブルに置き換えて内外ケーブル併用構造とし、エネルギー吸収性能の改善を目的とした試験体である。SC 試験体では、載荷スパン内の接合面近傍で曲げひび割れが発生した後、2/200 サイクルで内ケーブルが降伏、4/200 サイクルでコンクリートが圧壊、6/200 サイクルの時に内ケーブルが破断し、急激に耐力が低下して終局に至った。実験終了後に、内ケーブルの破断面を観察したところ、グラウトと内ケーブルの間の付着切れは全く見られなかった。なお、終局状態においても外ケーブルは降伏ひずみに達していなかった。

(2) ひび割れ性状

図-3.4.6によれば、ひび割れ性状は、一体打ち部材とセグメント部材で大きく異なり、一体打ち部材ではひび割れ分散性が良好であるのに対し、セグメント部材ではセグメント接合面近傍にひび割れが集中する傾向が見られる。また、一体打ち部材においては、内ケーブル構造 (PI) と外ケー

ブル構造 (PE) でひび割れ分散性に差が見られ、付着のある鋼材の多い PI 試験体の方が良好なひび割れ分散性を示している。セグメント部材においては、外ケーブル構造 (SE) と内外ケーブル併用構造 (SC) でひび割れの分散性に差は見られない。

(3) 履歴復元力特性

図-3.4.5によれば、各試験体で履歴復元力特性に大きな差が見られ、PI 試験体では除荷後の残留変位が大きく、履歴曲線が平行四辺形型であるのに対して、PE 試験体では残留変位が小さく原点指向性の強い S 字型の履歴特性を示している。また、セグメント部材である SE 試験体、SC 試験体ではさらに残留変位が小さくなり、より原点指向性が顕著となっている。

変形性能についても大きな差が見られ、PE 試験体では軸筋が、SC 試験体では内ケーブルが破断し、急激に耐力が低下して脆性的な性状を示しているのに対し、付着のある軸方向鋼材に破断の見られなかった PI 試験体とセグメント接合面に付着のある軸方向鋼材が存在しない SE 試験体では終局までに大きな変形性能を有し、じん性に富んだ性状を示している。

ただし、SE 試験体は、解析値よりも荷重が低くなる傾向があり、繰り返し载荷により、コンクリート圧縮域の劣化が進み、耐力が低くなったものと考えられる。

全ての試験体でコンクリートは圧壊しており、その後の変形性能が劣っているのは付着のある軸方向鋼材に破断の見られた試験体のみであった。すなわち、今回のように最大荷重からの低下率で部材の終局を定義した場合、変形性能に大きく影響するのは、コンクリートの圧壊ではなく、付着のある軸方向鋼材の破断であるといえる。従って、コンクリート圧壊以後の変形性能を期待するためには、特に、外ケーブル構造やセグメント構造においては軸方向鋼材の破断に留意する必要があると考えられる。なお、付着のある軸方向鋼材が破断したのは、外ケーブル構造では、ひび割れが分散せずに破断面にひび割れが集中し、高応力の低サイクル疲労の現象により鋼材が破断したものと考えられる。特に、内外ケーブル併用の SC 試験体で内ケーブルが比較的早期に破断に至ったのは、内ケーブルに比較的付着の良いインデント PC 鋼線を用いたことも起因しているものと考えられる。

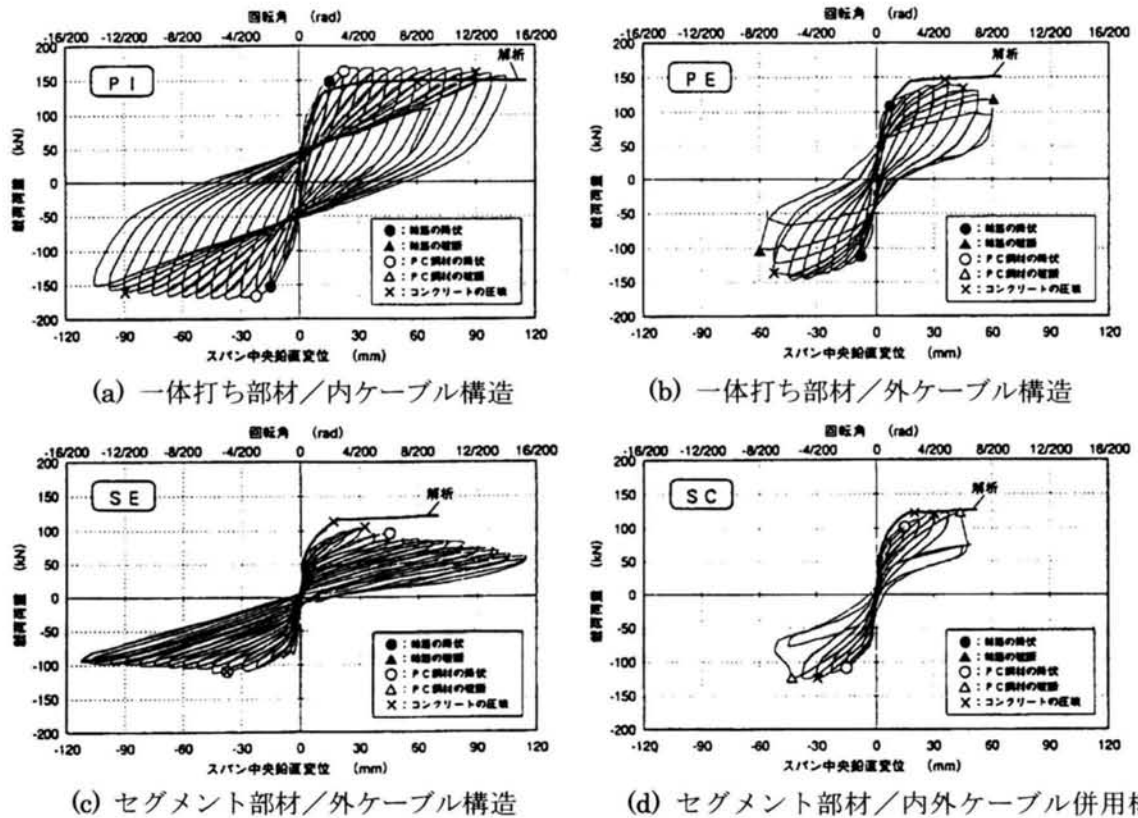


図-3.4.5 各試験体の荷重-変位関係

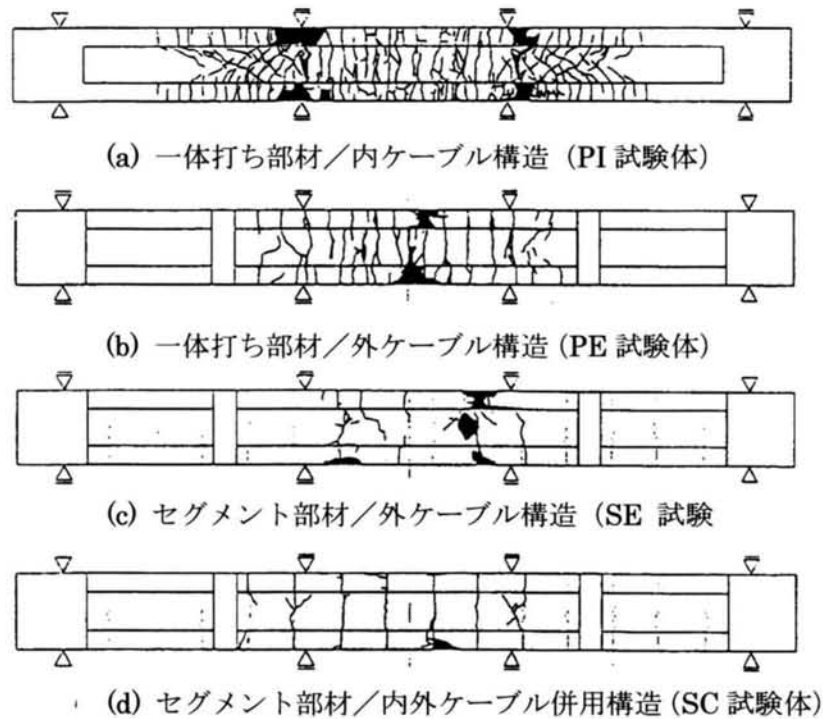


図-3.4.6 実験終了後のひび割れ状況

(4) 累積吸収エネルギー

耐震性能を評価する際の一つの指標となる累積吸収エネルギーを用いて各試験体を比較する。部材が吸収するエネルギーは、荷重－変位履歴曲線で囲まれる面積で表されるが、各試験体で曲げ耐力が異なっているため、各試験体の累積吸収エネルギーを直接比較し、各種構造の耐震性能について論じることができない。そこで、累積吸収エネルギーを最大荷重 P_{max} で除して正規化し（以下、正規化累積吸収エネルギーと略す）、これを用いて比較を行うこととした。正規化累積吸収エネルギーと載荷点変位の関係を図-3.4.7 に示す。

図-3.4.7により、載荷点変位が45mm (6/200) の時点で1サイクルの正規化累積吸収エネルギーを比較すると、基準試験体であるPI試験体に対してPE試験体は111%、SE試験体は47%、SC試験体は68%であり、一体打ち部材における内ケーブル構造 (PI) と外ケーブル構造 (PE) では大きな差はないが、一体打ち部材 (PI, PE) とセグメント部材 (SE, SC) では大きな差があることがわかる。これは、セグメント部材ではセグメント接合面に軸筋が無いことが1サイクル毎のエネルギー吸収性能に大きく影響していることを示している。また、SE試験体に対して、外ケーブルの28%を内ケーブルに変更することでエネルギー吸収性能の向上を期待したSC試験体では、正規化累積吸収エネルギーが47%→68%で21%の増加となり、その効果が確認できた。

しかしながら、終局状態までに吸収するトータルのエネルギー（図中に●で示す）を比較すると、PI試験体がもっとも大きく、次いで、SE試験体、PE試験体、SC試験体の順となっている。最も吸収エネルギーが小さくなると予想されたSE試験体がPE試験体およびSC試験体を上回ったのは、PE試験体およびSC試験体が早期に軸筋あるいは内ケーブルが破断して終局状態に至り、変形性能が劣ったためである。

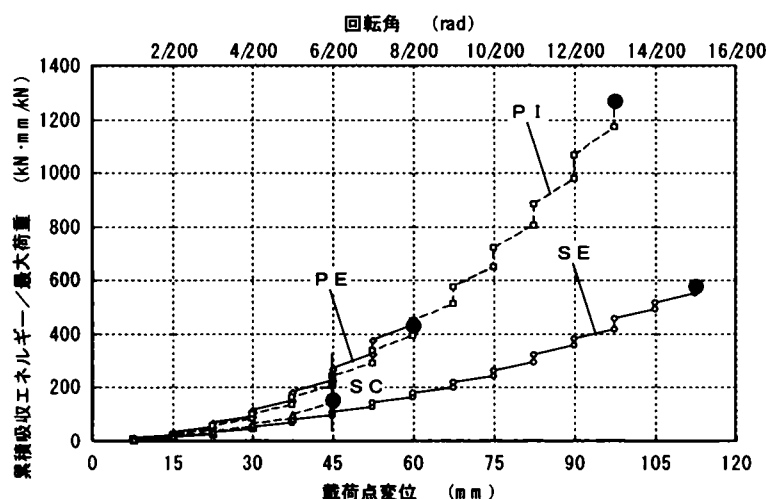


図-3.4.7 正規化累積吸収エネルギーと載荷点変位の関係

3.4.3 まとめ

PC 上部工の橋軸直角方向を対象に、部材の構造種別（一体打ち構造とセグメント構造）とケーブル構造の違い（外ケーブル構造、内ケーブル構造および内外ケーブル併用構造）が PC 梁部材の耐震性能に与える影響を調べることを目的に、小型模型試験体を用いて静的正負交番載荷実験を行った。本実験の範囲内で得られた知見を以下に記す。

- 1) 一体打ち部材における内ケーブル構造と外ケーブル構造では履歴復元力特性に大きな差が見られ、内ケーブル除荷後の残留変位が大きく履歴曲線が平行四辺形型であるのに対し、外ケーブル構造では残留変位が小さく原点指向性の強い S 字型の性状を示す。また、セグメント部材では、一体打ち部材に比べてより顕著な原点指向性を示す。
- 2) コンクリートの圧壊以降の変形性能は、特に、外ケーブル構造やセグメント構造においては付着のある軸方向鋼材の破断により決定される。これは、外ケーブル構造では、ひび割れが分散せずに破断面にひび割れが集中し、高応力の低サイクル疲労の現象により鉄筋や PC 鋼材が破断するものと考えられる。
- 3) 一体打ち部材における内ケーブル構造と全外ケーブル構造では 1 サイクル毎の累積吸収エネルギーに大きな差はない。一方、セグメント部材は、同一変位で比較した場合、1 サイクル毎の累積吸収エネルギーが一体打ち部材の 1/2 程度と小さくなる。これは、セグメント部材ではセグメント接合面に軸筋が存在しないためと考えられる。
- 4) 外ケーブル構造のセグメント部材では、セグメント接合面に付着のある軸方向鋼材が全く存在しないため、エネルギー吸収性能が低下すると予想されたが、1 サイクル毎の吸収エネルギーは小さいものの、大きな変形性能を有し、トータル累積吸収エネルギーでは大きな値を示す。ただし、耐力は、解析値より低下する傾向にあり、これは圧縮部の繰り返し載荷の影響による劣化に起因しているものと考えられる。
- 5) 外ケーブル構造のセグメント部材に対して外ケーブルの 28% を内ケーブルに変更することでエネルギー吸収性能の向上を期待した内外ケーブル併用構造のセグメント部材では、1 サイクル毎の吸収エネルギーは増加するものの、今回の試験体では早期に内ケーブルが破断し、トータル累積吸収エネルギーは反対に低下した。試験体で内ケーブルが比較的早期に破断に至ったのは、内ケーブルに比較的付着の良いインデント PC 鋼線を用いたため PC 鋼材の付着切れが起こりにくかったことが起因しているものと考えられる。

以上より、コンクリートの圧壊以降のポストピーク挙動は、一体打ち内ケーブル構造と比較した場合、一体打ち全外ケーブル構造や内外ケーブル併用のプレキャストセグメント構造では、ひび割れが集中することにより、鉄筋や付着のある PC 鋼材の破断が早期に生じやすくなることがわかった。したがって、一体打ち全外ケーブル構造や内外ケーブル併用のプレキャストセグメント構造のように、ひび割れが集中するような PC 構造では、その耐震性、特に変形性能は、鋼材の地震時繰り返し付着特性と破断に対する照査が重要であることが指摘される。

3. 5 結言

第3章では、外ケーブルプレキャストセグメント PC (PSEPC) 構造の実用化を図るため、特に内外ケーブル比率に伴う PSEPC 構造の曲げ挙動に着目し、模型実験を行うことによりその曲げ挙動や外ケーブル応力度に与える影響について解明した。ついで実務設計に比較的に利用しやすいファイバーモデルを用いた複合非線形解析手法について実験との比較を行ってその適用性について検討を行った。次に、PSEPC 構造も含めた各種 PC 構造の耐震性能について、基礎的な知見を得ることを目的として、一体打ち部材とセグメント部材の違いやケーブル構造の違いに着目して地震時繰り返し特性について実験的に検討した。以下に、本研究で得られた知見を述べる。

(1) 内外ケーブル比率の影響

- 1) 内ケーブル比率が大きくなるに従って、曲げ特性は脆性的な挙動からよりじん性のある挙動へ推移する。また、最大荷重および終局変位が大きくなり、ひび割れ分散性がよくなる。
- 2) 外ケーブル応力度は、ひび割れ発生まではほとんど増加せず、ひび割れ発生後に大きく増加する。外ケーブル応力度の増加量は、コンクリート上縁の圧壊時には、全外ケーブル構造と内外ケーブル併用構造とで大きく異なり、内外ケーブル併用構造の方がより増加量が大きくなる。また、外ケーブルの応力度増加は、部材の変形に依存して増加する。
- 3) 今回の試験条件の範囲では、全ケーブルに対する内ケーブル比率を 33%～100%の範囲とすれば、かぶり部のコンクリート圧壊後も急激には耐力が失われず、さらなる変形が可能である。したがって、変形性能を期待した設計を行う場合、内ケーブル比率に留意する必要がある。
- 4) PSEPC 構造の内ケーブル比率に伴う耐力の変化は、外ケーブルの張力分を断面作用力と考えた断面計算で類推できる。したがって、外ケーブルの増加応力を正しく算出できれば断面耐力計算によって耐力を算定できる。
- 5) 外ケーブル構造を対象とした終局状態における外ケーブル応力度の各算定式を PSEPC 構造に適用した結果、全外ケーブル構造と内外ケーブル併用構造とでは、計算精度（計算値／実験値）に明らかな差が認められた。また、設計的には、DIN（ドイツ）を除いて各国の規準は、かなりの安全側の値となる。これは、各算定式に鉄筋については評価する算定式もあるものの内ケーブルによる断面性能改善効果を評価できていないためである。

(2) 複合非線形解析手法の適用性

- 1) ファイバーモデルを用いた複合非線形解析において、セグメントおよび継ぎ目部を RC 部分と無筋部でモデル化し、コンクリートの応力-ひずみ関係に道路橋示方書の 2 次曲線型材料モデル（道示Ⅲモデル）とした解析は、実験結果の荷重-変位関係ならびに外ケーブル増加張力を十分な精度でシミュレートすることができる。ただし、終局変位は、一般に過小評価する傾向がある。

- 2) セグメント継目部のモデル化として無筋部を考慮する手法は、PSEPC 構造の曲げ挙動を耐力および変形ともに評価することができる。モデル化上、無筋部の要素長を長くすると要素のひずみ集中が緩和されることにより、変位が増大するが、継ぎ目部の挙動を模擬した解析を行うためには、無筋部要素長をかぶり部相当長とすることが望ましい。
- 3) コンクリートの応力-ひずみ曲線において、最大強度から応力が軟化する軟化型モデルの道示Ⅴモデルや六車モデルを用いた場合、耐力や外ケーブル増加応力にはそれほど影響を与えず、終局変位の増加に寄与する。外ケーブル構造においては、荷重-変位関係、特に終局変位を評価する場合には、応力軟化型のコンクリート応力-ひずみモデルを用いることによって精度向上を図れる。
- 4) コンクリートの応力-ひずみ関係を道示Ⅲモデル(2次曲線型モデル)とした解析手法を用いて、他機関が行った連続梁を含めた実験結果を解析したところ、モーメント再配分も含めて、耐力、変位および外ケーブルの応力増加を十分な精度でシミュレートすることができる。ただし、終局変位は、安全側に評価する傾向がある。
- 5) 外ケーブル比率 100%のプレキャストPC構造のじん性改善を目的として、①外ケーブルの分散配置、②外ケーブルのアンボンド的配置、③コンクリート圧縮部の補強、について解析に検討した。①の方法は有効な効果が得られなかったが、②および③の方法は、じん性改善に一定の効果が得られた。両者を組み合わせることでじん性改善はさらに図れると考えられる。
- 6) 以上より、ファイバーモデルを用いた複合非線形解析は、外ケーブルプレキャストセグメントPC構造を十分な精度で解析することが可能であり、設計での解析手法として用いることができる。また、コンクリートの応力-ひずみモデルとしては、設計的には道路橋示方書の材料モデルで十分な精度が得られること、さらに実験をシミュレートする場合には、応力軟化型の応力-ひずみモデルを用いるなどモデル化を詳細にすることにより、より精度の高い解析とすることが可能であることが明らかとなった。

(3) 外ケーブルプレキャストセグメントPC構造の地震時繰り返し曲げ特性

- 1) 一体打ち部材において内ケーブル構造と全外ケーブル構造を比較した場合、それぞれの履歴復元力特性には大きな差が見られ、内ケーブル構造の場合、除荷後の残留変位が大きく履歴曲線が平行四辺形型であるのに対し、全外ケーブル構造では残留変位が小さく原点指向性の強いS字型の性状を示す。また、全外ケーブル構造は、内ケーブル構造より変形性能に劣り、終局が鉄筋の破断によって決まる。
- 2) セグメント部材において、全外ケーブル構造と内外ケーブル併用構造を比較した場合、内外ケーブル併用構造は、耐力的には解析値の耐力に一致し、全外ケーブルより大きくなったが、変形性能は、内ケーブルが比較的早期に破断に至ることにより全外ケーブル構造より劣る結果となった。内ケーブルが早期に破断に至った理由の一つとしては、今回の実験では、模型製作上の制約から内ケーブルに比較的付着の良いインデントPC鋼線を用いたため、インデントPC鋼線の繰り返し荷重による付着劣化が起こりにくく、鋼線のひずみが破断面で集中したことが起因していると考えられる。したがって、通常のPC鋼より線とすれば、変形性能は改善される

ものと推測される。

- 3) コンクリートの圧壊以降の変形性能は、特に、外ケーブル構造やセグメント部材においては付着のある軸方向鋼材の破断により決定される。これは、外ケーブル構造やセグメント部材では、ひび割れが分散せずに破断面にひび割れが集中し、高応力の低サイクル疲労の現象により鉄筋や PC 鋼材が破断するものと考えられる。
- 4) 一体打ち部材における内ケーブル構造と全外ケーブル構造では 1 サイクル毎の累積吸収エネルギーに大きな差はない。一方、セグメント部材は、同一変位で比較した場合、1 サイクル毎の累積吸収エネルギーが一体打ち部材の 1/2 程度と小さくなる。これは、セグメント部材ではセグメント接合面に軸筋が存在しないことによるものと考えられる。
- 5) 全外ケーブル構造のセグメント部材では、セグメント接合面に付着のある軸方向鋼材が全く存在しないため、エネルギー吸収性能が低下すると予想されたが、1 サイクル毎の吸収エネルギーは小さいものの、大きな変形性能を有し、トータル累積吸収エネルギーでは大きな値を示す。内ケーブル比率を 28% とした内外ケーブル併用構造のセグメント部材では、1 サイクル毎の吸収エネルギーは増加するものの、早期に内ケーブルが破断し、トータル累積吸収エネルギーは反対に低下する。
- 6) 以上より、コンクリートの圧壊以降のポストピーク挙動は、一体打ち内ケーブル構造と比較した場合、一体打ち全外ケーブル構造や内外ケーブル併用のプレキャストセグメント構造では、ひび割れが集中することにより、鉄筋や付着のある PC 鋼材の破断が早期に生じやすくなることがわかった。したがって、今後、一体打ち全外ケーブル構造や内外ケーブル併用のプレキャストセグメント構造を地震力が卓越するような部位へ適用するに当たっては、耐震性の照査に当たって、耐力のみならず、ひび割れ部における鋼材の高応力・低サイクル疲労と破断に対する照査が重要であることが指摘される。

参考文献

【3. 2】

- 1) 松田哲夫，湯川保之，木水隆夫：内外ケーブル併用プレキャストセグメント橋の概要と破壊試験，プレストレストコンクリート，vol.38，No.2，pp.29-39，1996.3
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編〕，1996.3
- 3) 若林登，沼田昌一郎，一樹久允，玉置一清：外ケーブル構造の曲げ終局耐力に関する一考察，コンクリート工学年次論文報告集，vol.16，No.2，pp.1021-1026，1994.6
- 4) ACI Committee 318：Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI 318-89/ACI 318R-89)，American Concrete Institute，pp.353，1989，
- 5) American Association of state Highway and Transportation (AASHTO)：Standard Specification for Highway Bridges，14th Edition，pp. 100，1989，

- 6) British Standards Institution : Structural Use of Concrete (BS8100, Section 4.3.7.3), 1985
- 7) German Code (DIN4227, Teil 6), Spannbeton, Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund, 1980.
- 8) プレストレストコンクリート技術協会：外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工規準（案），1996.3
- 9) Naaman and Alkhairi : Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons : Part2—Proposed Methodology, ACI Structural Journal, Vol.88, No.6, pp.638-692, 1991

【3. 3】

- 1) 沖見芳秀, 右近八郎:複合非線形フレーム解析システムの開発, 土木学会誌「技術最前線」, Vol. 80, pp. 14-17, 1995. 1
- 2) Yamada, Y., Iemura, H., Matsumoto, T., Ristic, D. : Stress-Strain Based Inelastic Earthquake Response Analysis of Reinforced Concrete Frame Structure, Proc. IABSE Int. Symp., Delft, 1987
- 3) Bathe, K. J. and Bolourchi, S. : Large Displacement Analysis of Three-Dimensional Beam Structures, Int. J. Num. Meth. Engng., 14, pp.961-986, 1979
- 4) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 I 共通編 IIIコンクリート橋編, pp.117, 1994.2
- 5) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, pp.114, 1994.2
- 6) 六車熙, 渡邊史夫:横補強における高強度コンクリートのじん性改善に関する研究, 第5回コンクリート工学年次講演論文集, pp.317-320, 1983
- 7) 六車熙, 渡邊史夫:高強度コンクリートの靱性柱への適用に関する研究, コンクリート工学年次講演論文集, Vol.11, No.2, pp.293-297, 1989
- 8) 高橋雅裕, 矢部正明:各国の耐震設計基準によって耐震設計されたRC橋脚のP- δ 効果の比較, 第3回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.349-356, 1999.12
- 9) 睦好宏史, 山口統央, Matupayont Songkiat, 徳山清治:プレキャストセグメントを用いた外ケーブル式PCはりの曲げ性状および靱性改善に関する研究, 土木学会論文集, No.544/V-32, pp.155-165, 1996.8
- 10) 新井崇裕, 徳山清治, 夏目忠彦, 日紫喜剛啓:外ケーブルを用いたプレキャストブロックPC部材の曲げ性状について, 第50回年次学術講演会講演概要集, 第V部, pp.902-903, 1995.9
- 11) 藤岡篤史, T.Aravinthan, 睦好宏史, 新井崇裕:プレキャストセグメントを用いた2スパン連続外ケーブルPC梁に関する研究, 第6回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.303-308, 1996.10

第4章 プレキャストPC橋脚の実用化に関する研究

4. 1 はじめに

4.1.1 研究目的

阪神大震災以降、下部工においては耐震設計が改定され、じん性を確保することを目的に、帯鉄筋や中間帯鉄筋を高密度に配筋するようになってきている。この改定によりRC橋脚の耐震性が向上した反面、配筋量の増加や配筋方法の複雑化により、現実の施工の場面では施工が困難である場合も生じており、無理をして施工した場合には、逆に品質上の問題を起こす場合も生じている。

これらの課題を解決する一つの方法として、省力化や工期短縮の観点から上部工と同様に橋脚の施工にもプレキャストセグメントの利用が有用と考えられる。特に、上部工と同様に、主鋼材をPC鋼材としたプレキャストセグメント工法によるプレストレストコンクリート橋脚（以下、プレキャストPC橋脚と略す）の方が、配筋作業が簡略化され更なる施工合理化が図られるものと考えられる。

プレキャストPC橋脚については、2章で述べたように海外での地震が少ない地域での実績や過去に工期短縮を目的に実施された例があるものの、これまであまり実施されていない。この理由としては、軸力部材である橋脚にプレストレスを導入した場合の費用対性能の関係が明らかにされていないこと、また、わが国のような地震国では、耐震性が重要となるが、一般にプレストレスを導入すると履歴吸収エネルギーが小さくなり、耐震性能的に不利になると考えられていたことなどがあげられる。

プレストレスを導入した場合の効果については、RC橋脚にプレストレスを導入したいわゆる場所打ちによるパーシャリープレストレストコンクリート橋脚（以下、PPC橋脚と略す）について、その耐震性能が最近注目され、2章で述べたように研究が精力的に進められた結果、PPC橋脚は十分な耐震性能を保有することが明らかにされており、現在では「プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン（以下、ガイドライン）」¹⁾が整備されている。

しかし、プレキャストPC橋脚については、その設計手法がガイドラインでもまだ明確ではなく、耐震性能については十分な検討がなされていないのが現状である。特に、大地震時に損傷が集中する橋脚下端、あるいはセグメント接合面（以下、接合面）の部位では、接合面の摩擦やせん断キー以外でせん断力を確実に伝達できる構造が必要となる。また、想定外の地震外力に対してもPC鋼材が破断しないような工夫が必要と考えられる。

本章では、プレキャストPC橋脚の実用化を図ることを目的に、まず、セグメント接合面に円筒鋼管を配置し、これのダウエル作用によってせん断力を伝達できる新しい連結構造を考案し、模型

実験によって本構造のせん断伝達特性の評価を行った。また、開発した連結構造を適用した新しいプレキャストPC 橋脚を考案し、本プレキャストPC 橋脚の耐震性能の評価を模型実験によって行うとともに、その評価手法について検討した。さらに、一般的なPC 橋脚の耐震性能について解析的に検討し、その耐震安全性を評価した。さらに、本構造の実用化を図るために、施工法についても検討を行った。本章の研究の流れを図-4.1.1に示す。

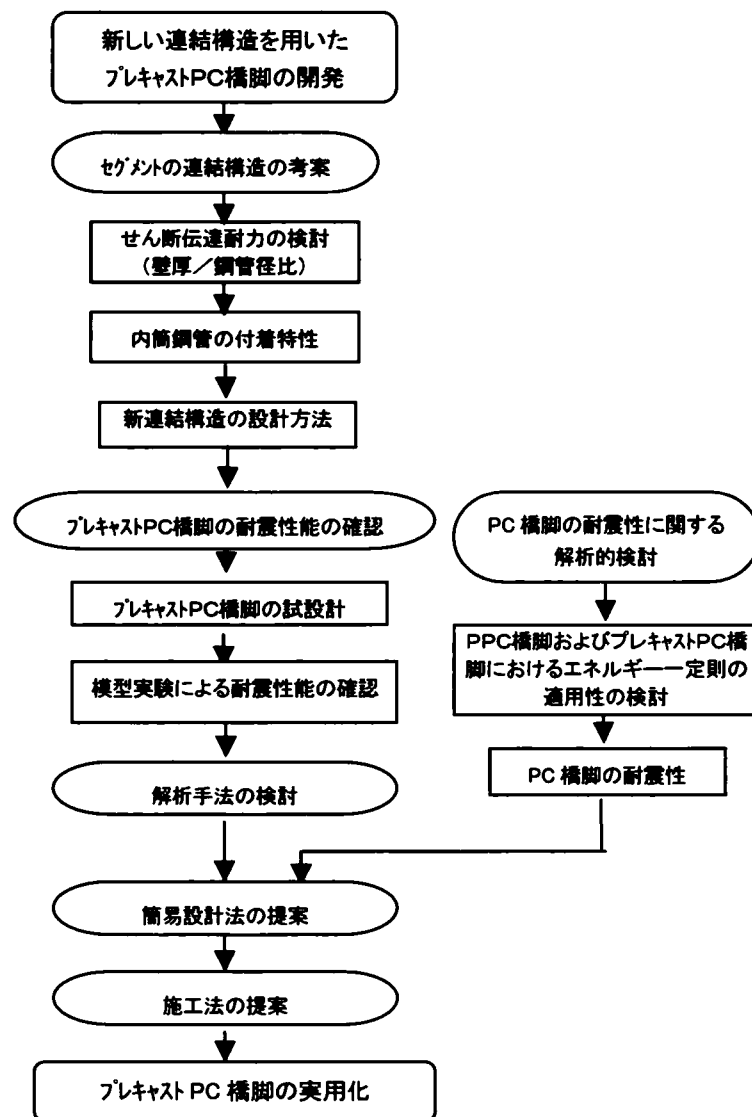


図-4.1.1 4章研究フロー

4.1.2 連結構造ならびにプレキャストPC橋脚の構造

新しく考案した連結構造は、接合面に作用するせん断力を構造的に伝達することを目的としたものであり、図-4.1.2 に示すように①外筒鋼管、②内筒鋼管、③PC 鋼材および④グラウトの各材料で構成される。セグメント間のせん断伝達は、グラウトが充填された内筒鋼管とその外部のグラウトならびに外筒鋼管を介してセグメントに伝達される構造としたもので、内筒鋼管は、PC 鋼材の防錆等の保護も兼ねている。また、内筒鋼管を本構造のように PC 鋼材のダクトとして利用した場合には、内筒鋼管とグラウトの付着力は小さいと考えられるため、導入プレストレスを超える PC 鋼材の増加応力に対しては、アンボンド的に挙動することが期待され、セグメント基部での PC 鋼材のひずみの集中を緩和でき、早期の PC 鋼材の破断を防止できるものと考えられる。なお、外筒鋼管は内筒鋼管からの局所的な力を受けた場合の応力分散の目的と埋め込み型枠としての目的を兼ねて配置したものである。

新連結構造を用いたプレキャスト PC 橋脚の概要図を図-4.1.3 に示す。本プレキャスト PC 橋脚は、工場あるいは現地製作ヤードにおいて、橋脚軸方向に輪切りにした形で予め外筒鋼管を埋設して橋脚セグメントを製作し、現地にて構築するものである。構築手順は、まず、製作したセグメントを積み上げて、外筒鋼管の中に接合面を跨ぐように内筒鋼管を配置し、次に、内筒鋼管の中に PC 鋼材を挿入・緊張して構造体とする。その後、外筒鋼管と内筒鋼管の空隙、内筒鋼管と PC 鋼材の空隙にそれぞれにグラウトを行い、完成させるものである。

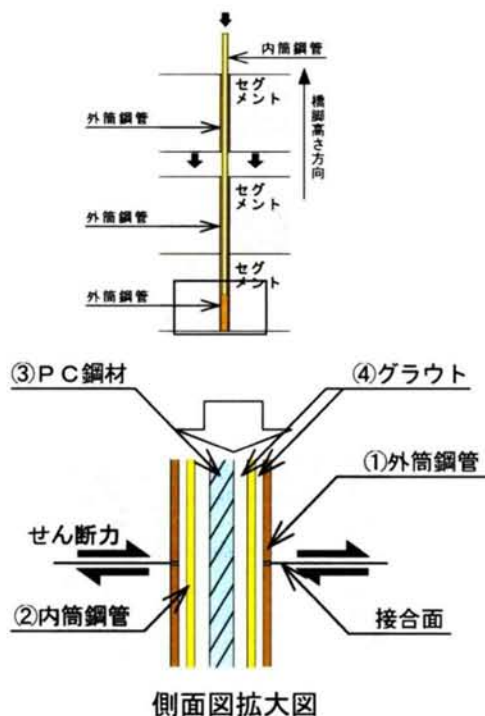


図-4.1.2 新しい連結構造

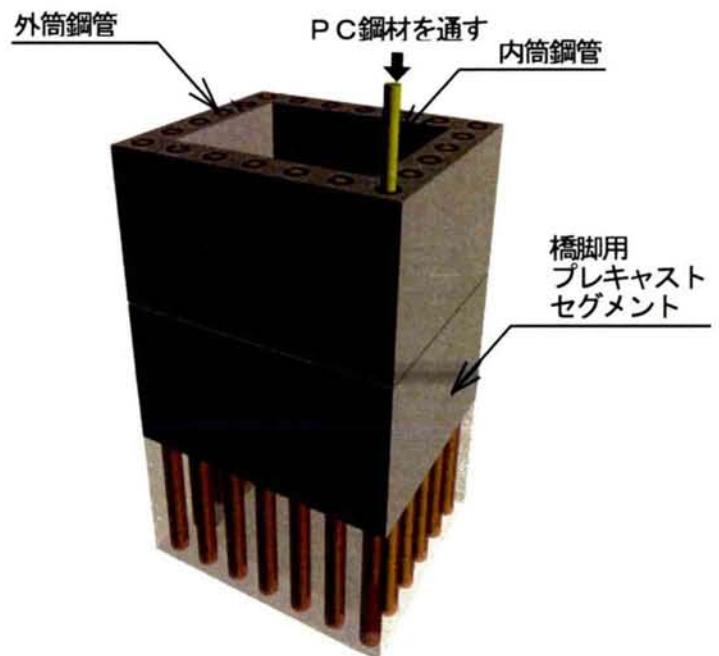


図-4.1.3 新しいプレキャストPC橋脚

4. 2 連結構造の検討

考案した連結構造をプレキャスト PC 橋脚に適用するにあたり、連結構造の設計手法・構造細目を確立することを目的として、連結構造を設計する際に必要となるせん断伝達耐力の評価とプレキャスト PC 橋脚の曲げ特性に影響する内筒鋼管の付着特性について、実物大の要素模型実験を実施して検討した。それぞれの検討項目は、以下に示すとおりとした。せん断伝達耐力については、破壊モードが壁厚と鋼管の径に依存する可能性を考え、壁厚／内筒鋼管外径比に着目して実験を行った。また、内筒鋼管の必要埋込長についても確認することとした。付着特性については、付着に影響すると考えられる内筒鋼管の径と付着長さに着目した。

① 新連結構造のせん断伝達耐力

- ・ セグメントの壁厚 (T) と内筒鋼管の外径 (ϕ_i) との比 (T/ϕ_i) に伴う破壊性状
- ・ せん断伝達耐力の算定
- ・ 内筒鋼管の接合面への必要埋込み長 (内筒鋼管の接合面を跨ぐ必要長さ)

② 内筒鋼管とグラウトの付着特性

- ・ 内筒鋼管の径と長さ

4. 2. 1 連結構造のせん断耐力実験

(1) 試験体概要および使用材料

せん断伝達耐力実験での試験体の種類を表-4. 2. 1 に、試験体の諸元と加力位置を図-4. 2. 1 に、使用材料の試験結果を表-4. 2. 2 にそれぞれ示す。

考案した連結構造は、グラウトを充填した内筒鋼管のダウエル作用によりせん断力を伝達する機構となるが、内筒鋼管は橋脚セグメントの 500～1000mm 程度と想定される有限の厚さのセグメント壁体に埋め込まれる。そのため、破壊モードもセグメントの壁厚と内筒鋼管の外径との関係に依存する可能性がある。そこで、試験パラメータとしては壁厚と内筒鋼管の外径との比 (T/ϕ_i) とし、壁厚 T を一定として、内筒鋼管の径 ϕ_i を変化させて実験を行うものとした。なお、壁厚としては、実際に想定される壁厚の最小値程度とした。

試験体は、断面的にはセグメント壁（以下、壁）部分を内筒鋼管 1 本分だけ部分的に切り取り、高さ方向的には上部セグメントと下部セグメントを組み合わせることで接合面をモデル化した要素模型とした。また、上部セグメントのみを試験区間としてモデル化し、下部セグメントは加力用として形状を変更した。接合面にはテフロンシートを配置し、接合面の摩擦をできる限り排除し、内筒鋼管のせん断伝達耐力のみが評価できるように配慮した。帯鉄筋および中間帯鉄筋は実構造物を想定して、必要量（帯鉄筋：鉄筋比で 0.71%，中間帯鉄筋：配置間隔 600mm）を配置した。また、外筒鋼管の周りには、コンクリートの補強としてスパイラル筋を配した。

(2) 実験方法

実験は、一般的に想定される上部工荷重程度の軸応力 (1.0N/mm^2) を鉛直油圧ジャッキにより作用させながら、剛なフレームを介して水平ジャッキにより水平加力を行い、内筒鋼管にせん断荷重が作用するようにした。また、実験時には、試験体の変形量、鋼材および鉄筋のひずみの計測を行った。実験状況を写真-4.2.1に、計測項目を表-4.2.3に、計測位置図を図-4.2.2にそれぞれ示す。

表-4.2.1 試験体の種類

試験体	壁厚と 内筒鋼管の比	壁厚 T (mm)	内筒鋼管		外筒鋼管		内筒鋼管と 外筒鋼管 の隙間 (mm)
	T/ϕ_i		外径 ϕ_i (mm)	肉厚 t_i (mm)	外径 ϕ_o (mm)	肉厚 t_o (mm)	
No. 1	2.5	540	216.3	8.2	267.4	9.3	16.3
No. 2	3.3		165.2	7.1	216.3	8.2	17.4
No. 3	3.9		139.8	4.5	165.2	5.0	7.7

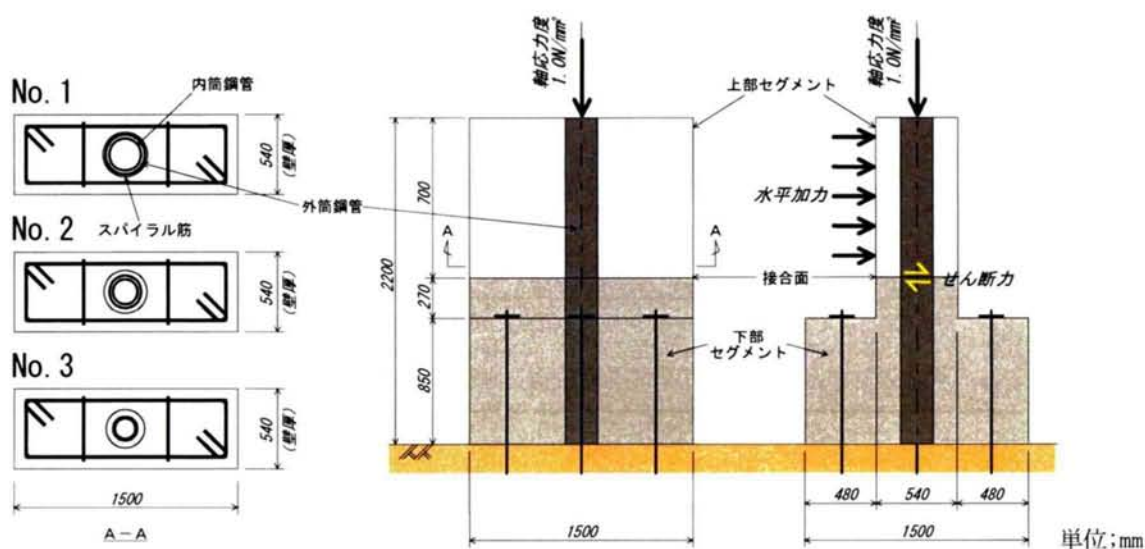


図-4.2.1 試験体の諸元と加力位置

表-4.2.2 材料試験結果

鋼材の種類		降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	
鉄筋	SD345 D19	403	572	209	
	φ267.4 t=9.3	343	412	207	
	φ216.3 t=8.2	363	442	205	
	φ165.2 t=7.1	392	432	208	
	φ139.8 t=4.5	382	441	209	
材料の種類	試験体	材齢 day	圧縮強さ (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
コンクリート	No. 1	39	38.0	3.67	30.1
	No. 2	48	37.4	2.69	28.0
	No. 3	56	40.0	4.09	29.7
P Cグラウト	No. 1	32	28.9	—	15.1
	No. 2	41	25.1	—	12.9
	No. 3	49	27.8	—	13.8



写真-4.2.1 実験状況

表-4.2.3 計測項目

計測項目		計測部位	計測方法	測点数
荷重	水平荷重	油圧ジャッキ	ロードセル	2
	軸荷重	油圧ジャッキ	ロードセル	1
変位	載荷点変位	壁	変位計	3点×4断面
	接合面目開き	基部接合面	π 型変位計	6点×1断面
ひずみ	帯鉄筋ひずみ	基部帯鉄筋 B-B, C-C断面	単軸ひずみゲージ	4点×2断面
	内筒鋼管せん断応力	基部位置内筒鋼管	三軸ひずみゲージ	2点×1断面
	内筒鋼管曲げひずみ	内筒鋼管の基部 (A-A 断面), 0.5 ϕ , 1 ϕ , 2 ϕ , 3 ϕ 位置	単軸ひずみゲージ	2点×5断面
	外筒鋼管周方向ひずみ	基部位置外筒鋼管 B-B, C-C断面	単軸ひずみゲージ	2点×2断面

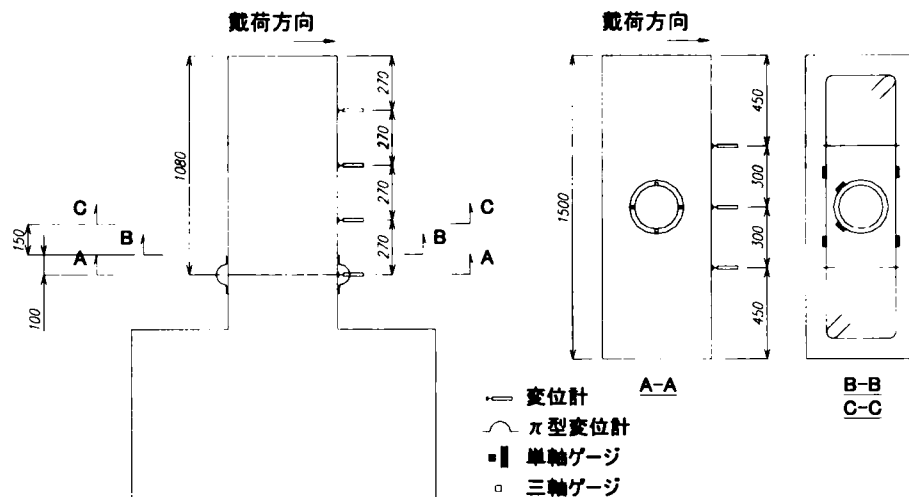


図-4.2.2 計測位置図

(3) せん断耐力実験の結果と考察

1) せん断挙動および破壊性状

各試験体の水平荷重と水平変位との関係を図-4.2.3に、内筒鋼管の曲げおよびせん断応力度と水平変位の関係を図-4.2.4に示す。なお、曲げ応力度は、内筒鋼管の載荷方向の単軸ひずみゲージから、また、せん断応力度は、内筒鋼管の載荷方向側部に貼付した3軸ひずみゲージから求めた。

No.1 試験体は、加力により、まず、内筒鋼管に沿った縦ひび割れが発生し、ひび割れの増加とともに緩やかな剛性低下を示した後、帯鉄筋が降伏し、次いで内筒鋼管がせん断降伏した。内筒鋼管がせん断降伏値に達した時にほぼ最大荷重となり、その後、荷重を保持したまま変形が20mm程度まで進行し、内筒鋼管が曲げ降伏値に達した。その後は、変形の進行とともに数本のひび割れが大きく開き始め、荷重低下が起こり始めた。それと同時に内筒鋼管の曲げひずみが大きくなり始めた。荷重の低下が安定した30mm以降は、内筒鋼管が壁体を押し抜くような挙動を示しながら、壁体が

破壊した。

No.2 試験体は、No.1 試験体と同様な荷重で縦ひび割れが発生した後、No.1 試験体と異なり内筒鋼管のせん断降伏と帯鉄筋の降伏値がほぼ同時に発生した。最大荷重は帯鉄筋降伏後しばらく変位した 8mm 程度で生じ、その後内筒鋼管が曲げ降伏して荷重が低下し、No.1 と同様な破壊性状を示した。

No.3 試験体は、加力により、縦ひび割れの発生後、内筒鋼管がせん断降伏値に達したが、その後もひび割れの増加とともに、徐々に剛性が低下するものの、荷重は増加し、内筒鋼管の曲げ降伏および帯鉄筋が降伏値に達した時にほぼ最大荷重となった。その値は内筒鋼管がせん断降伏値に達した荷重の 2 倍程度を示した。その後は、荷重が微増しながら変形が進行し、30mm 以降は、内筒鋼管が押し抜かれるような性状を示しながら、緩やかな荷重低下を起こした。

破壊性状について、今回実施した 3 体のケースをまとめると、No.1 試験体 ($T/\phi_i=2.5$) では、帯鉄筋の降伏が先行したことから、壁体コンクリートの押し抜きせん断破壊が先行して破壊したものと考えられる。一方、No.3 試験体 ($T/\phi_i=3.9$) では、内筒鋼管のせん断降伏が先行し、その後、内筒鋼管が曲げ降伏するという破壊モードであったと考えられる。No.2 試験体 ($T/\phi_i=3.3$) では、その中間的な壁体コンクリートの押し抜きせん断破壊と内筒鋼管の破壊がほぼ同時期に起こる破壊性状を示したと考えられる。

2) 内筒鋼管のせん断降伏荷重の評価

本連結構造の内筒鋼管のせん断降伏荷重 P_{ky} を推定するため、鋼管の純せん断耐力 P_{sy} のみを考慮した (4.2.1) 式、および内筒鋼管の充填グラウトによる耐力増加を累加した (4.2.2) 式を用いて、その適用性を検討する。両式を用いた各試験体のせん断降伏荷重の計算値ならびに壁体の押し抜きせん断耐力を図-4.2.3 に併せて示した。

$$P_{ky1} = P_{sy} = \frac{\tau_{sy} \cdot \pi \cdot r_i \cdot t_i}{2} \quad \dots\dots\dots (4.2.1)$$

ここに、

- P_{sy} : 鋼管の純せん断降伏荷重 (N)
- τ_{sy} : せん断降伏応力度 (N/mm^2) $= \sigma_{sy} / \sqrt{3}$ (von Mises の降伏条件による)
- σ_{sy} : 鋼材の降伏点 (N/mm^2)
- r_i : 内径 (mm)
- t_i : 板厚 (mm)

$$P_{ky2} = P_{sy} + \tau_{cu} \cdot A_c \quad \dots\dots\dots (4.2.2)$$

ここに、

- τ_{cu} : グラウトのせん断降伏応力度 (N/mm^2) $= 0.25 \cdot f_{cu}$ (f_{cu} : グラウトの圧縮強度)¹⁾
- A_c : 充填グラウトの断面積 (mm^2)

図-4.2.3でわかるように、内筒鋼管のせん断降伏時の水平荷重は、鋼管の純せん断耐力計算値 P_{ky} より全ての試験体で大きく、充填グラウトが耐力に寄与していることが分かる。また、グラウトのせん断耐力との累加強度計算値 P_{ky2} は、No.1 および No.2 試験体では実験値より小さく評価しているものの、No.3 試験体では実験値とほぼ一致していることがわかる。すなわち、内筒鋼管にグラウトが充填されていることにより、グラウトがせん断力を負担しており、鋼管の純せん断耐力計算値より大きくなるといえる。なお、No.3 試験体で荷重-変位からみた実質の降伏荷重が内筒鋼管のせん断降伏よりも大きい値を示したのは、No.3 試験体 ($T/\phi_i=3.3$) のように壁厚/鋼管径比が大きい場合、相対的に壁体の押し抜きせん断耐力が大きいため、鋼管のせん断降伏で決定されず、鋼管の曲げ降伏まで耐力が発揮されたことによると考えられる。

したがって、内筒鋼管のせん断降伏時の荷重は、充填グラウトによる耐力増加を加味した累加強度 P_{ky2} を用いることによりほぼ評価でき、実質の降伏荷重に対しても安全側に評価可能といえる。

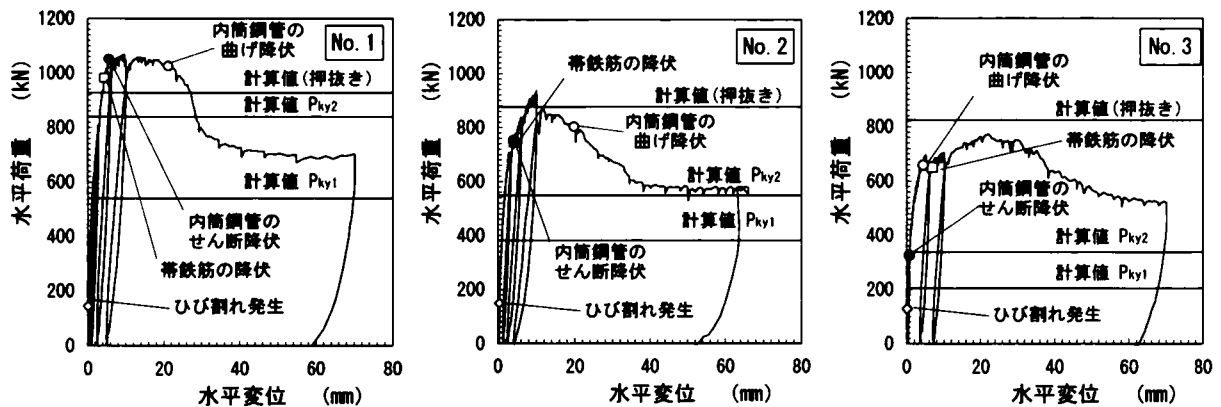


図-4.2.3 水平荷重と水平変位との関係

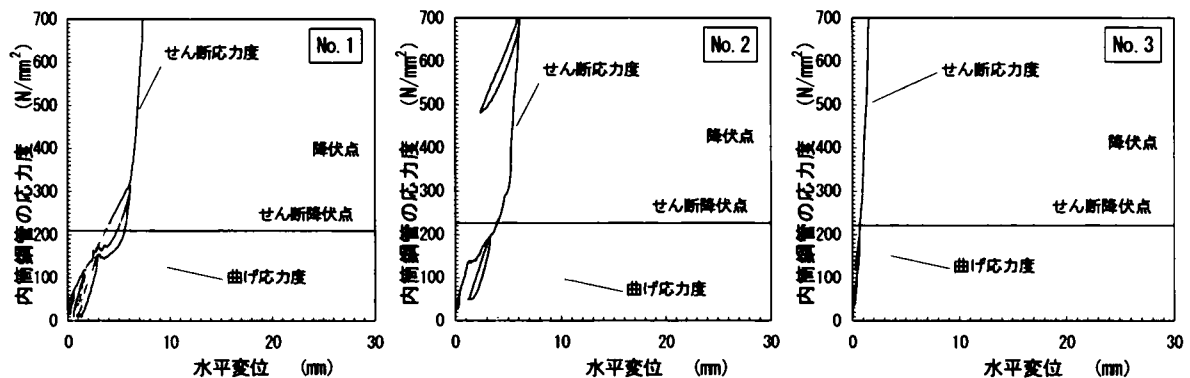


図-4.2.4 内筒鋼管の曲げおよびせん断応力度と水平変位の関係

3) 内筒鋼管の必要埋込み長

施工性・経済性への配慮から、接合面から内筒鋼管を上下にどの程度埋込めばよいかについて検討するために、接合面からの高さ方向における内筒鋼管の軸（曲げ）ひずみ分布を図-4.2.5に示す。実験では、接合面の次に高さ $0.5\phi_i$ における位置でひずみの計測を行っており、これを図中に横線で示す。図より、鋼管の軸ひずみは、接合面～ $0.5\phi_i$ における位置の間で生じていることがわかる。このことから、接合面から $0.5\phi_i$ の高さの間で、せん断力はセグメント間で伝達されているものといえる。しかし、埋込み長の適用範囲については、接合面に曲げが作用した場合の内筒鋼管の拔出し等による影響についても十分検討する必要がある。今回の実験の範囲内では、実験で確認された $3\phi_i$ の範囲であれば、適用可能と考える。拔出しまで考慮した内筒鋼管の埋込み長については、今後の検討課題と考えられる。

4) ひび割れ幅と鋼管応力度

内筒鋼管のせん断降伏時における壁のひび割れ状況と最大ひび割れ幅を図-4.2.6および図-4.2.7に示す。

図-4.2.6より、内筒鋼管のせん断降伏時における壁のひび割れ状況は T/ϕ_i が大きくなる（No.1→No.3）ほど、ひび割れも少なくなることがわかる。また、図-4.2.7より、許容応力度レベルにおいて耐久性からみた許容ひび割れ幅である 0.1mm^2 以内にひび割れが収まっているのは、No.3（ $T/\phi_i=3.9$ ）のみであり、No.1とNo.2は 0.1mm 以内に収まっていないことがわかる。これより、耐久性の観点からは、 $T/\phi_i > 3.9$ とすることが望ましいといえる

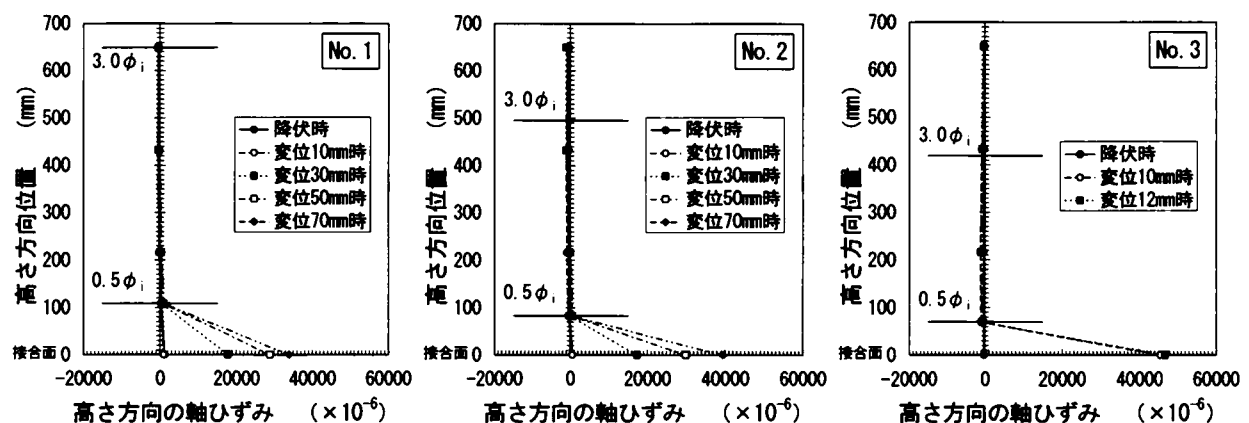


図-4.2.5 内筒鋼管の高さ方向の軸（曲げ）ひずみ分布

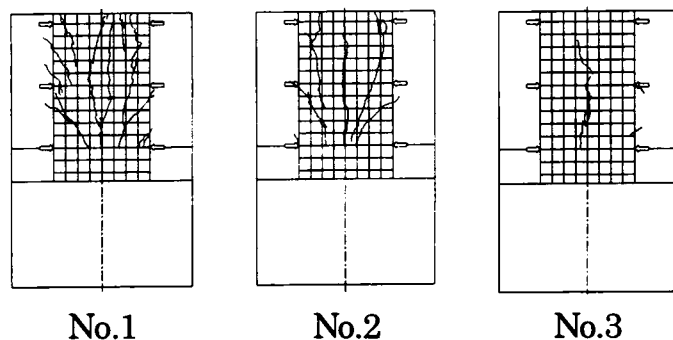


図-4.2.6 内筒鋼管のせん断降伏時における壁のひび割れ状況

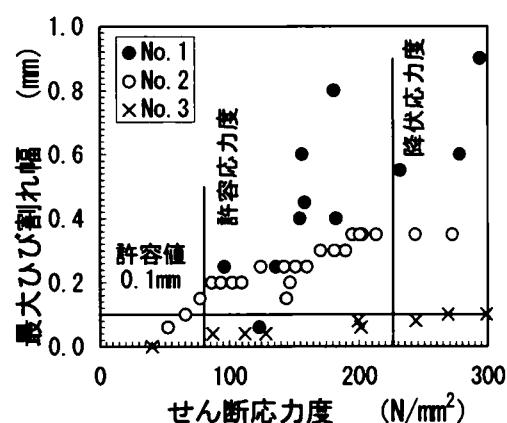


図-4.2.7 最大ひび割れ幅

4.2.2 内筒鋼管とグラウトの付着特性試験

(1) 試験体概要および使用材料

試験体の種類および実験パラメータを表-4.2.4に、試験体の諸元を図-4.2.8に示す。

鋼管とグラウトの付着強度には鋼管の径と長さが影響すると考えられるため、小径の鋼管で鋼管長さを変化させたシリーズと鋼管長を一定にして鋼管径を変化させたシリーズについて行った。

試験体は、コンクリート中に埋め込まれた外筒鋼管と内筒鋼管を模擬した試験体とし、実際の条件と一致するようにコンクリート打設ならびにグラウト注入は鉛直にして行った。試験時のコンクリート強度は56.6～60.1N/mm²であり、グラウト強度は52.4～62.5N/mm²であった。

鋼管には4.2.1項で使用した材料と同じSTK400の構造用鋼管を用いた。

(2) 実験方法

載荷方法を図-4.2.9に示す。試験は、試験体を横置きとして、串型油圧ジャッキにより、内筒鋼管に繰り返し押し引き加力を与えた。載荷治具下には、ベアリングプレートを敷き、繰り返し載荷中の鋼管とジャッキの軸線がぶれないように注意した。載荷ステップとしては試験体の付着が切れた変位を基準として整数倍に変位を繰り返す変位制御で行い、各変位では3サイクルずつ行った。なお、押し込み方向は変位0までとした。

実験時には、内筒鋼管の外周に貼付したひずみゲージと変位計により、内筒鋼管のひずみと引き抜き量および試験体のずれを計測した。

表-4.2.4 試験体配列および実験パラメータ

試験体番号	鋼管径 ϕ (mm)	鋼管長 L (mm)	鋼管長／鋼管径 L／ ϕ	L／ ϕ の比 (No. 1 基準)	備考
No. 1	42-300	300	7.0	1.0	
No. 2	42-500	500	11.7	1.7	
No. 3	42-700	700	16.4	2.4	基準
No. 4	76-700		9.2	1.3	
No. 5	114-700		6.1	0.9	

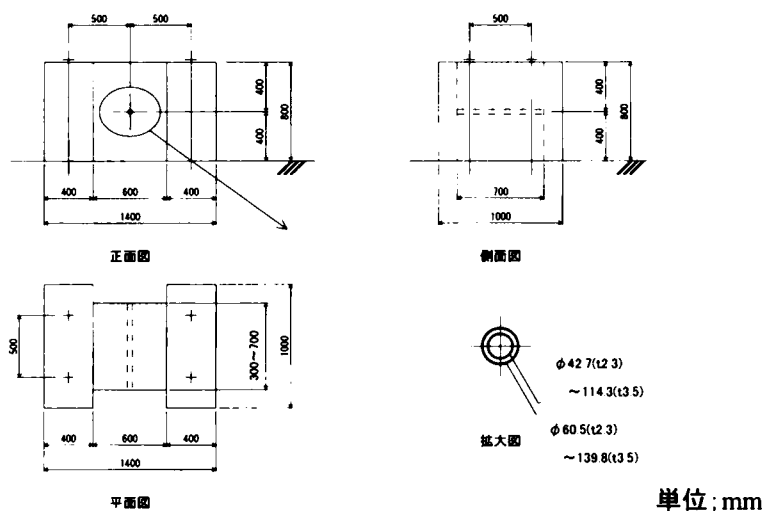


図-4.2.8 試験体の諸元

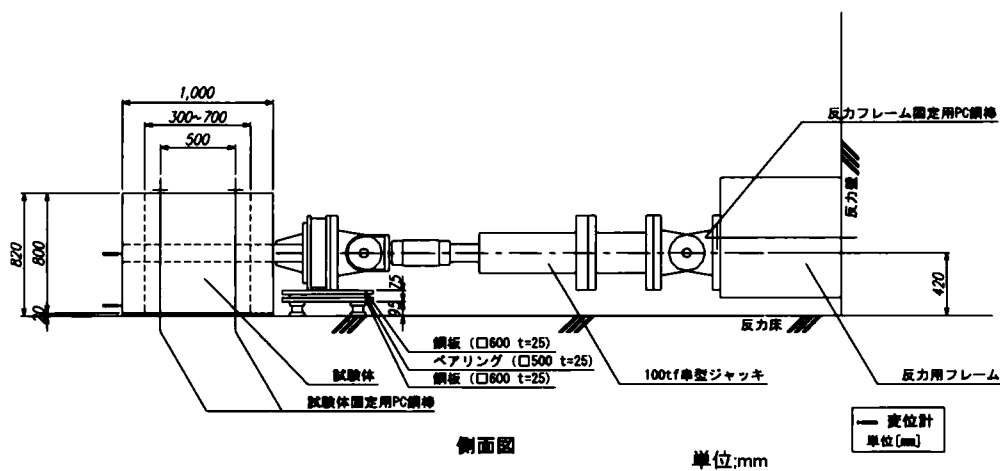


図-4.2.9 荷重方法

(3) 付着特性試験結果

実験結果の一覧を表-4.2.5に示す。また、5サイクル目までの荷重-抜け出し量関係を図-4.2.10～図-4.2.14に示す。試験体No.4については、試験体セット時に内筒鋼管に圧縮力が作用してデータの信憑性に欠けるため、()書きとした。付着応力1は、内筒鋼管の外径と埋め込み長を用いた平均値であり、付着応力2は、外筒鋼管の内径と埋め込み鋼管長を用いて算出している。

鋼管とグラウトの付着応力は、いずれも $0.02 \sim 0.13 \text{ N/mm}^2$ と非常に小さい値であった。荷重-抜け出し性状は、最初に付着切れを起こした以降のサイクルでは、荷重が付着切れ荷重より非常に小さくなり、摩擦によるループを描く。

引き抜き性状は試験体 No.5 を除き引き抜き側は、グラウトと内筒鋼管の縁が切れており、また埋め込み側はグラウトと内筒鋼管外側の縁が切れていた。No.5 は、どちらも側も内筒鋼管の外側とグラウトの縁が切れていた。

図-4.2.15 および図-4.2.16 に付着応力-鋼管長の関係および付着応力-鋼管径の関係を示す。

試験体 No.1～3 を比較すると鋼管長が長くなるほど付着切れ荷重が大きくなる傾向を示すが、付着応力で見ると No.1 を除きほぼ一定であった。また、鋼管径が大きくなるにつれて付着応力が低下する傾向が見られた。

以上より、鋼管径が大きくなるほど付着応力は小さくなる傾向がみられたが、この理由の一つとして、鋼管径が小さい場合は、セット時のずれの影響が出やすく、摩擦の関与が大きくなることが考えられる。したがって、鋼管径が小さい場合には、見かけの付着力が大きくなるものと考えられる。

いずれにしても内筒鋼管のグラウトに対する付着力は、丸鋼のコンクリートに対する付着と比べても非常に小さいため、内筒鋼管に荷重が加わった場合の取り扱いとしてはアンボンド状態と考えてよいということが判明した。

表-4.2.5 実験結果一覧

試験体 No.	鋼管長 (mm)	内筒鋼管径 (mm)	外筒鋼管径 (mm)	グラウト面積 (mm^2)	付着切れ荷重 (kN)	引張応力 (N/mm^2)	付着応力1 (N/mm^2)	付着応力2 (N/mm^2)
1	300	42.7	60.5	1022	5.39	5.27	0.13	0.10
2	500	42.7	60.5	1022	5.39	5.27	0.08	0.06
3	700	42.7	60.5	1022	7.37	7.21	0.08	0.06
4	700	76.3	101.6	2546	(2.45)	(0.96)	(0.01)	(0.01)
5	700	114.3	139.8	3590	5.88	1.64	0.02	0.02

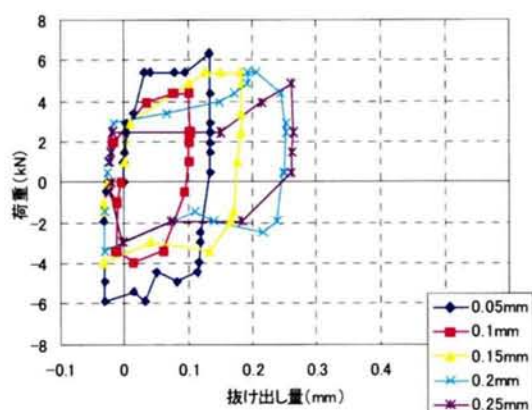


図-4.2.10 No.1 荷重-抜け出し量関係

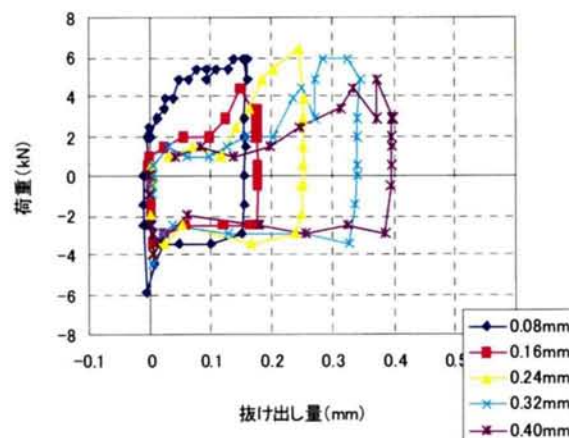


図-4.2.11 No.2 荷重-抜け出し量関係

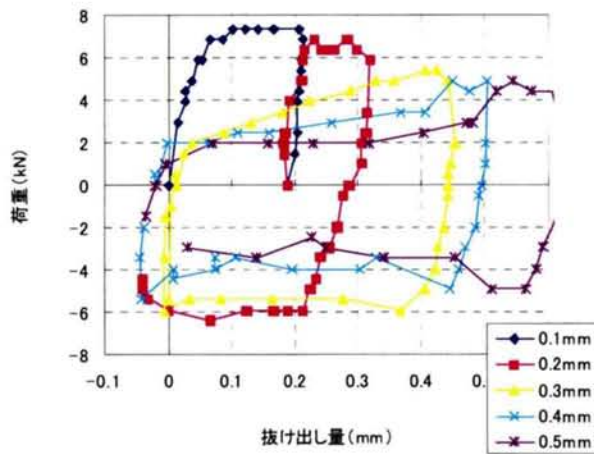


図-4.2.12 No.3 荷重—抜け出し量関係

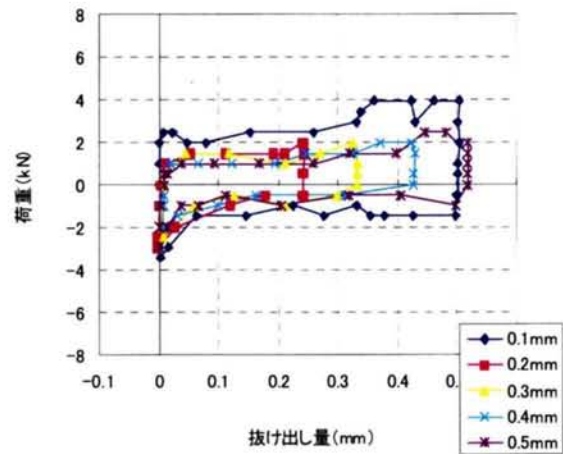


図-4.2.13 No.4 荷重—抜け出し量関係

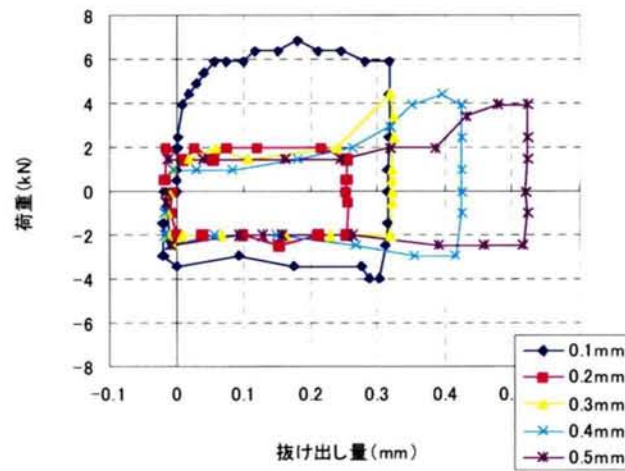


図-4.2.14 No.5 荷重—抜け出し量関係

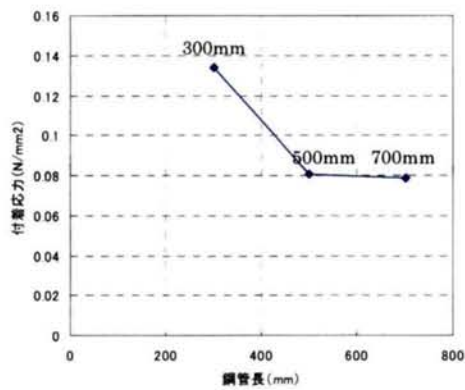


図-4.2.15 鋼管長—付着応力関係

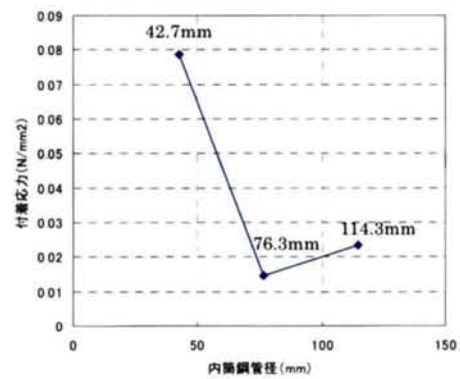


図-4.2.16 鋼管径—付着応力関係

4.2.3 まとめ

連結構造の設計手法・構造細目を確立することを目的として、連結構造を設計する際に必要となるせん断伝達耐力の評価とプレキャスト PC 橋脚の曲げ特性に影響する内筒鋼管の付着特性について、実物大の要素模型実験を実施して検討した。

今回の実験により、新しい連結構造を設計する際の知見をまとめると以下のようである。

(1) 連結構造のせん断伝達耐力の評価について

- 1) 提案した鋼管を用いる連結構造では、実際の壁厚(T)に近い T=540mm での実験結果として、壁厚／内筒鋼管径比 $T/\phi_i=2.5\sim 3.3$ の範囲では、内筒鋼管のせん断降伏より壁の破壊が先行し、 $T/\phi_i=3.3\sim 3.9$ の範囲では、壁の破壊より内筒鋼管のせん断降伏が先行する。
- 2) 壁厚／内筒鋼管径比が $T/\phi_i=3.9$ と大きい場合には、実際の降伏は、内筒鋼管の曲げ降伏時となる。
- 3) 内筒鋼管はグラウトが充填されているため、連結構造における内筒鋼管のせん断降伏耐力 $P_{ky}(N)$ は(4.2.2)式により安全側に算出できる。

$$P_{ky2} = \frac{\tau_{sy} \cdot \pi \cdot r_i \cdot t_i}{2} + \tau_{cu} \cdot A_c \quad (4.2.2)$$

ここで、 τ_{sy} : せん断降伏応力度 (N/mm^2) $= \sigma_{sy} / \sqrt{3}$ (σ_{sy} : 鋼材の降伏点),

r_i : 内径 (mm), t_i : 板厚 (mm),

τ_{cu} : グラウトのせん断強度 (N/mm^2) $= 0.25 \cdot f_{cu}$ (f_{cu} : グラウトの圧縮強度),

A_c : 充填グラウトの断面積 (mm^2)

である。

- 4) 内筒鋼管のひずみから判断すれば、接合面からの必要埋込み長は、 $3\phi_i$ 以上あれば十分である。
- 5) 内筒鋼管の許容応力度レベル時における壁体の最大ひび割れ幅を耐久性の観点から 0.1mm 以下²⁾に制御するためには、 $T/\phi_i > 3.9$ とする必要がある。

(2) 内筒鋼管とグラウトの付着特性について

- 1) 内筒鋼管とグラウトの付着特性は、鋼管径が大きい程、付着応力度は低下し、鋼管長が長くなるほど付着切れ荷重が大きくなる。
- 2) 内筒鋼管とグラウトの付着応力度は、今回の実験範囲では、 $0.13 N/mm^2$ 以下と設計上無視できるほど小さく、内筒鋼管を PC 鋼材のダクトとして利用した場合には、PC 鋼材の増加応力に対してアンボンドとみなしてよい。

4. 3 プレキャストPC橋脚の耐震性能確認実験

4.3.1 曲げ特性、耐震性能の検討方法

新連結構造を適用した新しいプレキャスト PC 橋脚の曲げ特性および耐震性能を確認するため、地震時を想定した正負交番加力模型実験を行って検討する。実験に用いる試験体は、実橋脚を想定して試設計を行い、その実橋脚を相似則に従って縮尺した模型試験体とした。

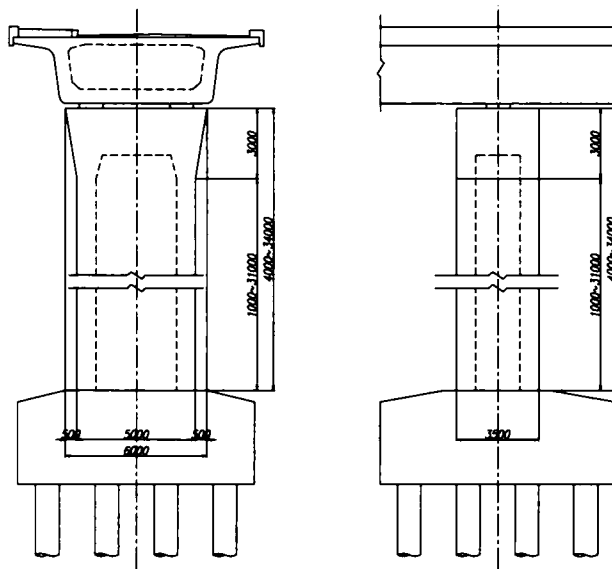
試設計するにあたり、「ガイドライン」¹⁾を参照したが、「ガイドライン」は柱部材にプレストレスを導入したコンクリート橋脚、すなわち一体打ちの PPC 橋脚を主対象としているため、プレキャスト PC 橋脚の設計方法については明示されていない点がある。そこで、今回の模型実験の対象とする想定橋脚の試設計では以下に示す事項について設計の基本方針を定めた。

- ① 引張鋼材；引張鋼材は PC 鋼材のみを考慮するものとする。
- ② 耐震設計；「ガイドライン」の耐震設計方法に準拠する。また、地震時に接合面に作用するせん断力は内筒鋼管のダウエル作用で負担するものとする。
- ③ 内筒鋼管の設計；内筒鋼管 1 本あたりのせん断耐力は 4.2 節 (4.2.2) 式により算出する。設計上、せん断力を負担する内筒鋼管は荷重の作用方向に対してウェブとなる部分に配置された鋼管のみとし、橋脚が曲げ破壊に至っても、内筒鋼管は先に破壊に至らないものとする。また、セグメント壁厚／内筒鋼管外径比 (T/ϕ_i) は、 $T/\phi_i \geq 3.9$ とする。

試設計のモデルとしては、図-4.3.1 に示すような連続桁橋を想定し、表-4.3.1 に示す設計条件で実橋脚の試設計を行った。試設計結果による断面構造を図-4.3.2 に示す。

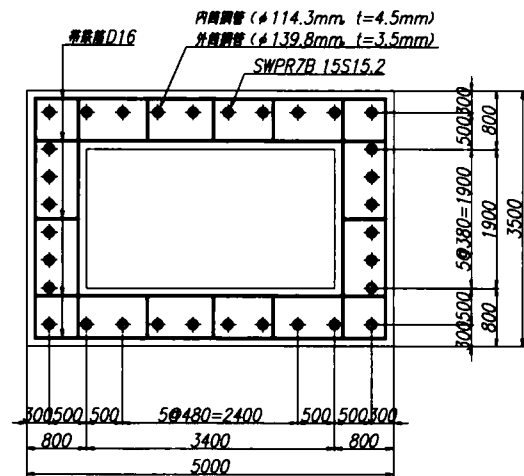
表-4.3.1 設計条件他

項 目		仕 様・条 件
設計条件	対象・支間	多径間連続橋、連続桁部支間 60m
	設 計 荷 重	活荷重；A 活荷重
	幅 員	11m 程度 (2 車線＋歩道)
	地 盤 種 別	II 種地盤
	設計水平震度	地域別補正係数 C 地域
	支 承 条 件	タイプ B の反力分散杏
	橋脚高さ	14～30m
使用材料	コンクリート	$\sigma_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$
	PC 鋼材	SWPR7B 15.2 ($\sigma_{pu}=1,860 \text{ N/mm}^2$)
	鉄筋	SD345 ($\sigma_{sy}=345 \text{ N/mm}^2$)
	鋼管	STK400 ($\sigma_{sy}=245 \text{ N/mm}^2$)
荷 重	上部工重量	13,500 kN
	橋脚重量	8,500 kN
	プレストレス	プレストレスによるコンクリート応力度； 5.5 N/mm^2 PC 鋼材の有効プレストレス； $0.44 \sigma_{py}$



単位: mm

図-4.3.1 想定した橋脚（連続桁橋）



単位: mm

図-4.3.2 試設計結果

4.3.2 実験概要

(1) 試験体概要

試験体の諸元と加力位置を図-4.3.3に、使用材料の試験結果を表-4.3.2に示す。

試験体は、4.3.1項で設計した実橋脚を約1/5倍に縮小した諸元としたが、全ての点で忠実に縮尺できないため、せん断スパン比を4として、以下のように試験体としての設計も行った。

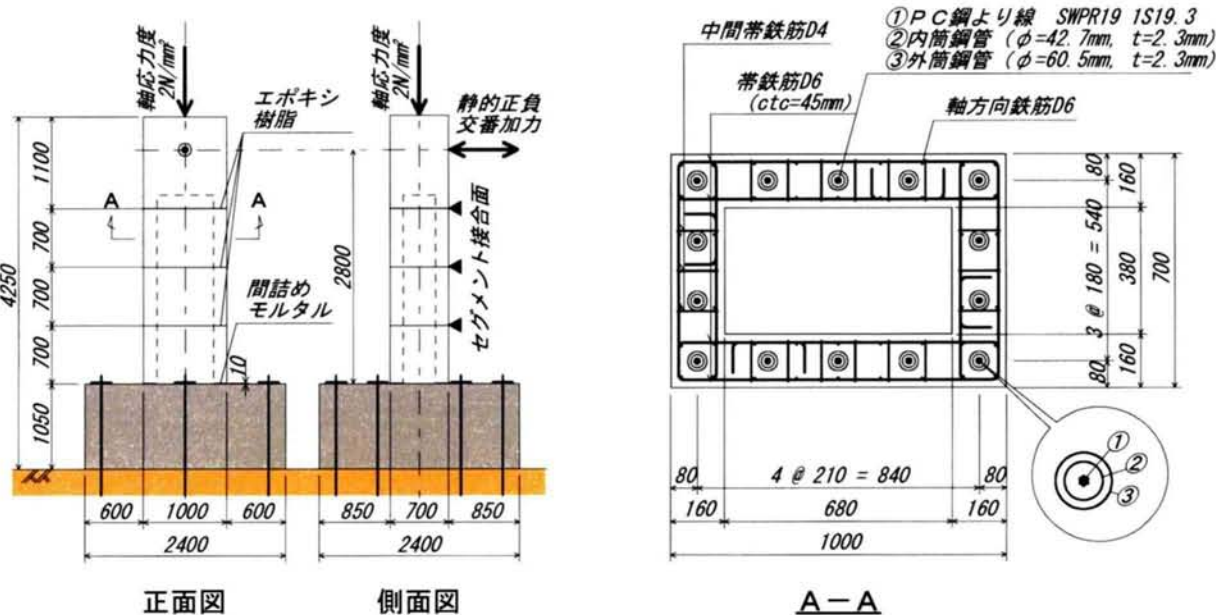
- ・基本的には曲げ破壊するように、セグメント内部には十分なせん断補強筋を配置する。
- ・内筒鋼管は柱頭部からフーチング下面まで貫通して配置するが、端部はフリーとする。
- ・PC 鋼より線には $0.44 \sigma_{py}$ の緊張力を与えることにより、コンクリートには 5.5N/mm^2 のプレストレスを導入する。

なお、基部のセグメントとフーチングの間は、間詰めモルタルを配置し、セグメント間は、エポキシ樹脂により接着した。また、PC 鋼より線と内筒鋼管、内筒鋼管と外筒鋼管の空隙はそれぞれPC グラウトにより充填した。

(2) 実験方法

実験は、油圧ジャッキにより上部工重量と橋脚重量に相当する一定軸力 (2.0N/mm^2) を鉛直方向に作用させながら、押引用の油圧ジャッキを用いて、曲げせん断の静的漸増正負交番加力を行った。荷重サイクルは、プレストレストコンクリート技術協会での方法²⁾と同様に、計算上のひび割れ荷重を確認した後、回転角 θ (荷重点変位/荷重スパン) で制御し、 $\theta_0 = 1/200\text{rad}$ (荷重点変位 $\delta = 14\text{mm}$) の整数倍ずつ漸増させた。同一変位での繰り返し回数は1回とし、最大荷重の80%を

下回った場合を部材としての終局と定義し、実験を終了した。実験状況を写真-4.3.1に示す。
計測項目を、表-4.3.3に、計測位置を図-4.3.4に示す。



- ※1 柱部分とフーチング部分は同じコンクリートを使用している。
※2 内筒鋼管は柱頭部からフーチング下面まで貫通して配置してある。
※3 外筒鋼管はセグメント接合面で分断されている。

単位: mm

図-4.3.3 試験体の諸元と加力位置

表-4.3.2 材料試験結果

鋼材の種類		降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	材料の種類	材齢 (日)	養生 方法	圧縮強さ (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
鉄筋	SD345 D4	397	567	205	コンクリート	28	標準	52.5	3.24	34.0
	SD345 D6	391	544	208		51	現場	54.6	3.30	34.7
PC 鋼より線	SWPR19 19.3	1,762	1,894	190	間詰めモルタル	37	現場	50.3	—	23.3
鋼管	φ 42.7 t=2.3	361	469	207	PC グラウト	21	現場	61.0	—	14.2
	φ 60.5 t=2.3	347	442	204	エポキシ樹脂	36	現場	70.8	22.1	—

※ 各材料試験結果は実験時における強度を示す。

表-4.3.3 計測項目

計測項目		計測部位	計測方法	測点数
荷重	水平荷重	油圧ジャッキ	ロードセル	1
	軸荷重	油圧ジャッキ	ロードセル	1
変位	載荷点変位	橋脚柱	変位計	2
	変形性状	橋脚柱	変位計	3
	曲率、セグメント間き等	基部、第2セグメント	変位計	12
ひずみ	PCストランドひずみ	4ストランド(基部、基部セグメント中間)	単軸ひずみゲージ	3点×2カ所×4ストランド
	帯鉄筋ひずみ	基部セグメント最下段帯鉄筋	単軸ひずみゲージ	2点×8カ所
	内筒鋼管せん断応力	基部位置内筒鋼管	3軸ひずみゲージ	2点×2カ所×4鋼管
	内筒鋼管曲げひずみ	基部位置内筒鋼管	単軸ひずみゲージ	2点×2カ所×4鋼管
	外筒鋼管周方向ひずみ	基部位置外筒鋼管	単軸ひずみゲージ	2カ所×4鋼管

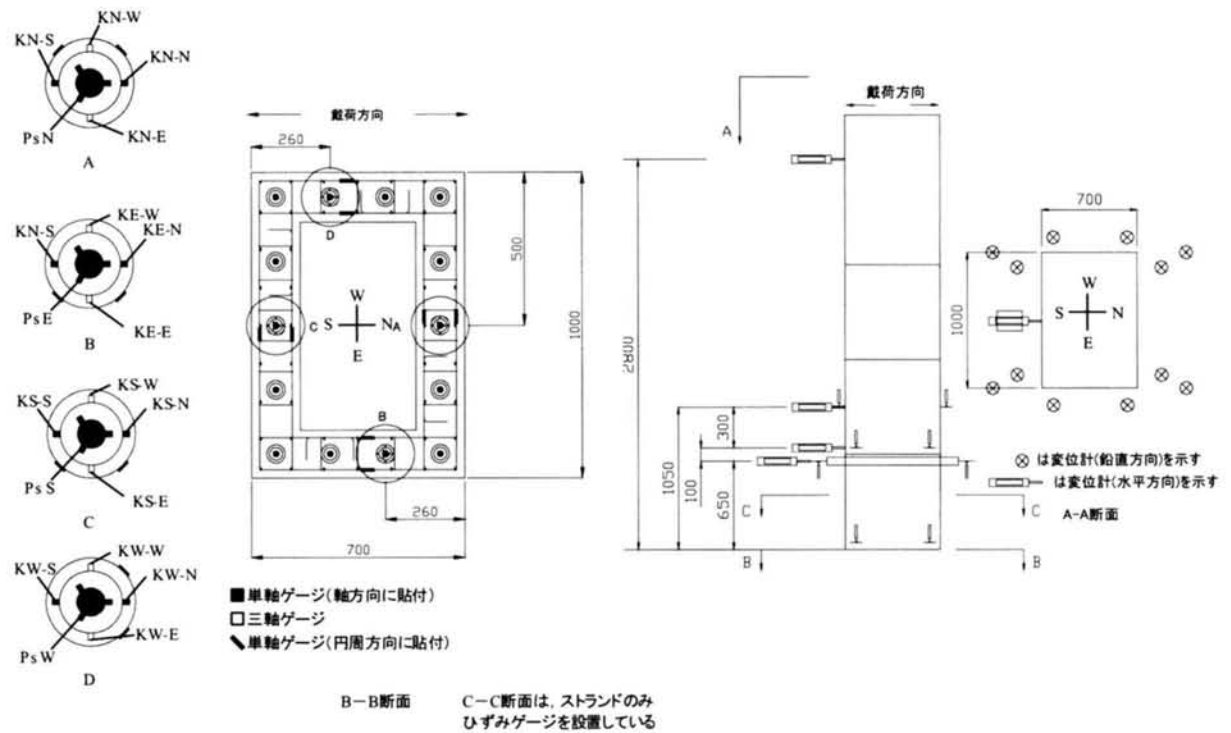


図-4.3.4 計測位置図



写真-4.3.1 実験状況

4.3.3 耐震性能実験結果と考察

(1) 荷重－変位関係

実験結果の水平荷重と水平変位の関係を図-4.3.5に示す。図中には、内筒鋼管の降伏(◆)、外筒鋼管の降伏(▲)およびPC鋼材の弾性限界点に達した時点(●)を示している。ここで、PC鋼材

の弾性限界点は、日本建築学会の報告³⁾では、0.01%永久ひずみ点とした場合には土木学会式⁴⁾における $0.84 \sigma_{pu}$ (σ_{pu} ; PC 鋼材の引張強さ) より小さいと指摘されているが、ここではこれまで多用されている土木学会式に準じて設定し、実験で計測した PC 鋼材の増加ひずみと初期導入時のひずみの和が、ミルシートによる引張強さの ($0.84 \sigma_{pu}$ は、基づく) のひずみに達した時点とした。なお、PC 鋼材の実応力とひずみゲージによる計測ひずみとはあらかじめ初期緊張力導入時にキャリブレーションを行って見かけの弾性係数を求め、各特性点のひずみを設定した。

ひび割れ発生は、正負載荷とも荷重で約 $\pm 330 \text{ kN}$ (約 $\pm 0.3/200 \text{ rad}$, 変位 4.6 mm) 時に基部セグメント接合部に生じ、それ以降、回転角の増加とともに橋脚の剛性が緩やかに低下し、PC 鋼材の弾性限界点に達するまで ($9/200 \text{ rad}$) 荷重が増加した。荷重自体は、その後も若干増加し、最大荷重時は $11/200 \text{ rad}$ 時で正側 630 kN , 負側 -625 kN であった。その後、回転角の増加とともに荷重は極めて緩やかに低下し、 $21/200 \text{ rad}$ 時に最大荷重の 80%を下回るまで明確な性状変化は生じなかった。

プレキャスト PC 橋脚では、軸方向の引張鋼材が全て PC 鋼材となるために、PC 鋼材量が PPC 橋脚よりも増えること、および復元力の観点から PC 鋼材には $0.5 \sigma_{py}$ 程度の緊張力を与えておく必要がある¹⁾ことから、PC 鋼材によって導入される軸応力度 (プレストレスレベル) は一般的に高い値になる。今回試設計した実橋脚でも、プレストレスによる軸応力度は 5.5 N/mm^2 となり、死荷重による軸応力度 2.0 N/mm^2 との合計が 7.5 N/mm^2 の高い値となった。そのために、脆性的な破壊性状を示すことが懸念されたが、橋脚全体の挙動としては、上記に記したように、緩やかに耐荷力が低下する PPC 橋脚の挙動²⁾ と同じような粘りのある挙動を示した。

代表的な載荷サイクルにおける履歴性状の比較を図-4.3.6に示す。PC 鋼材が弾性限界点に達する前の履歴性状は、残留変位がほとんどないため原点とひび割れ発生点間を直線で結びその後の履歴は最大変位からの戻りがひび割れ発生点を指向するような S 字形の弾性的な履歴性状を示した。弾性限界点以降の履歴性状は、最大変位からの戻り点の荷重が徐々に低下するとともに残留変位が増加する傾向を示した。

たわみ分布を図-4.3.7に示す。 $4/200 \text{ rad}$ 以降は、基部に回転が集中するロッキング挙動が顕著になり、変形のほとんどが基部の回転によって生じていることがわかる。

(2) ひび割れ挙動

PC 鋼線の降伏時と終局時のひび割れ状況を図-4.3.8に示す。また、写真-4.3.2に各載荷サイクルの載荷側面の状況を示す。

ひび割れ発生は、基部セグメント接合部に曲げひび割れが生じ (約 $0.3/200 \text{ rad}$ 時)、その後上部の接合部でも曲げひび割れが発生した。曲げひび割れは接合部に集中し、セグメントには曲げひび割れは発生しなかった。また、載荷変位が大きくなっても、基部の接合部の開きが大きくなるだけで、上部のひび割れが大きく進展することはなかった。

載荷側面には、内筒鋼管の軸方向に沿った微小な縦ひび割れが生じたが、PC 鋼材の弾性限界点である回転角 $9/200 \text{ rad}$ 時点までは、基部セグメントの範囲にとどまっている。

橋脚基部に着目した場合、プレキャスト PC 橋脚では、終局時においても曲げせん断ひび割れの交番に起因したいわゆる塑性ヒンジはセグメント内に形成されず、圧縮部基部コンクリートを

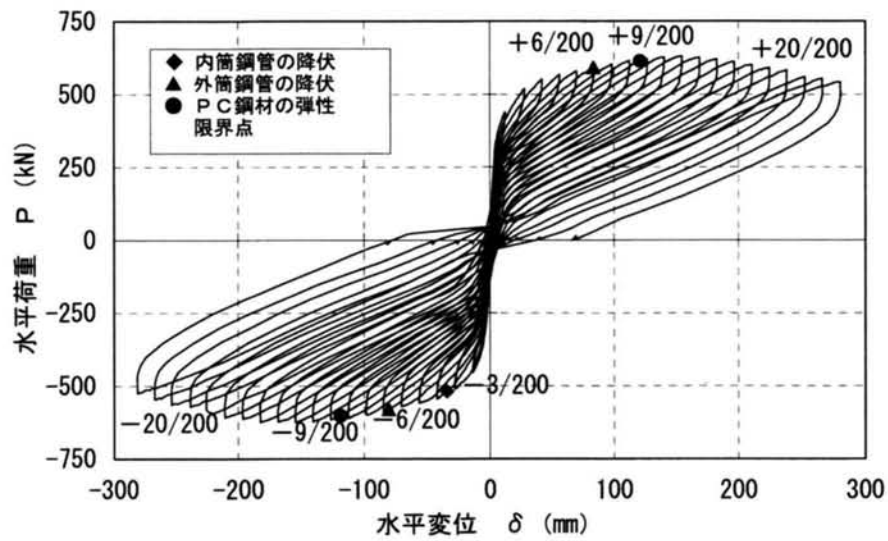


図-4.3.5 水平荷重と水平変位

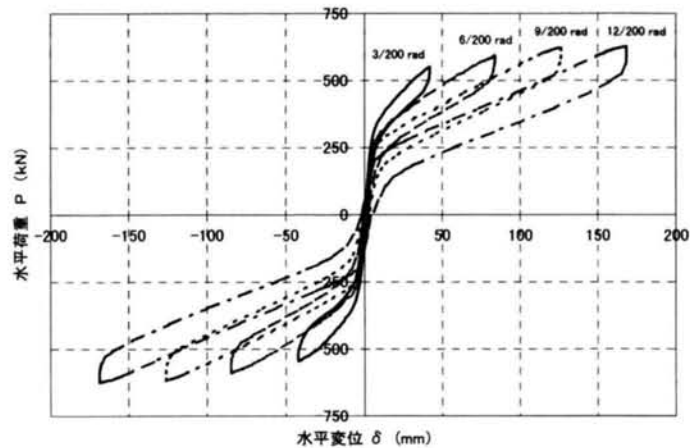


図-4.3.6 載荷サイクルにおける履歴性状の比較

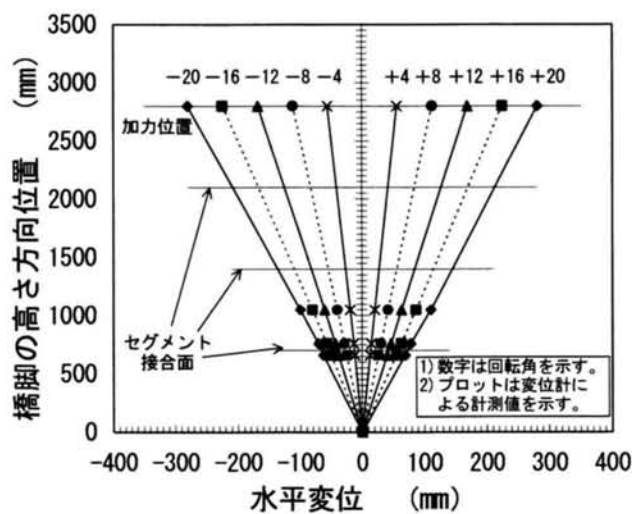


図-4.3.7 たわみ分布

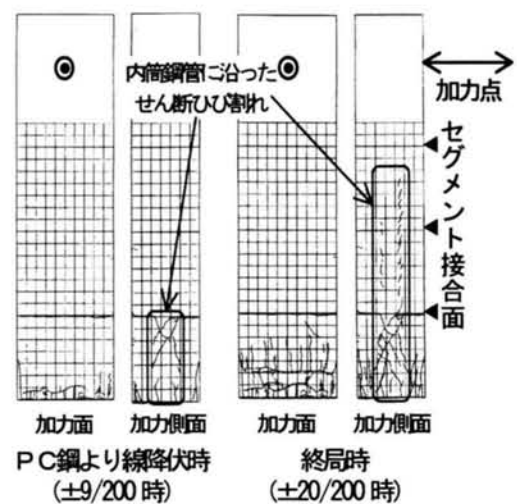


図-4.3.8 ひび割れ状況

ヒンジとして接合部が目開きして回転が集中するロッキング挙動が見られた。このようなひび割れ挙動は、 $1/2H$ (H : 断面高さ) 程度の塑性ヒンジを形成する PPC 橋脚³⁾とは異なっている。また、圧縮縁のかぶり部の軸方向ひび割れは、 $3/200$ rad 程度で発生したが、明確なかぶりの剥落は終局時まで発生しなかった。

以上のように、PPC 橋脚のひび割れ性状と異なるのは、内筒鋼管の付着が小さく PC 鋼材の増加張力がグラウトを介してセグメントに伝達されず、セグメントのコンクリートに引張応力が生じにくいためと考えられる。また、このことによって、コンクリートの損傷が少ないとともにセグメント中の鉄筋が降伏しないため、高圧縮応力状態でもかぶりコンクリートの損傷が少ないものと考えられる。

(3) PC 鋼材ひずみ挙動

各 PC 鋼材の増加ひずみと荷重との包絡線を図 - 4.3.9 に、PC 鋼材増加ひずみの履歴曲線の一例を図-4.3.10 に示す。また、各載荷点変位と PC 鋼材のひずみ関係を図-4.3.11 に示す。PC 鋼材には、それぞれ、規格降伏点 σ_{py} の 44% の初期緊張力が与えられているので、増加ひずみが、実測値表示では約 3400μ (ゲージキャリブレーションから求めた見かけの弾性係数 224.9 kN/mm^2 による算定値) に達した時が弾性限界点ひずみ ε_{pyl} となり、 $11,300 \mu$ に達したときが降伏ひずみ ε_{py} となる。

図 - 4.3.9 のひずみの包絡線より、最外縁の PC 鋼材 (PsND および PsSD) はひび割れ以後ひずみが増加し、弾性限界点で荷重が最大となっている。また、基部とセグメント内部のひずみ値はほぼ同じであり、アンボンド状態になっていることがわかる。また、圧縮領域では、弾性限界点時の荷重までは、 $-300 \sim -400 \mu$ 程度のひずみであり、初期プレストレスのひずみ (約 3700μ) に比較して特に問題となる量ではないことがわかる。

図-4.3.10 の履歴性状は、安定した状態を示しており、弾性限界点までは、荷重 0 時のプレストレスひずみの減少は小さいことがわかる。

図-4.3.11 の載荷変位と増加ひずみの関係から、PC 鋼材の増加ひずみは、載荷変位とほぼ比例関係にあることがわかる。これは、アンボンド状態における増加ひずみと変位との挙動に一致するものといえる。

一般に、ロッキング挙動をする場合には、ひび割れが基部に集中し、付着のある PC 鋼材の場合、破断が懸念される。本構造では、PC 鋼より線は弾性限界点には達しているものの、第 2 降伏点まで達せず、破断に対しては十分な余裕のあることがわかった。これは、回転は橋脚基部に集中したものの、内筒鋼管の付着が切れるとともに PC 鋼より線と橋脚躯体の付着が切れ、アンボンド構造の挙動をしたためと考えられる。

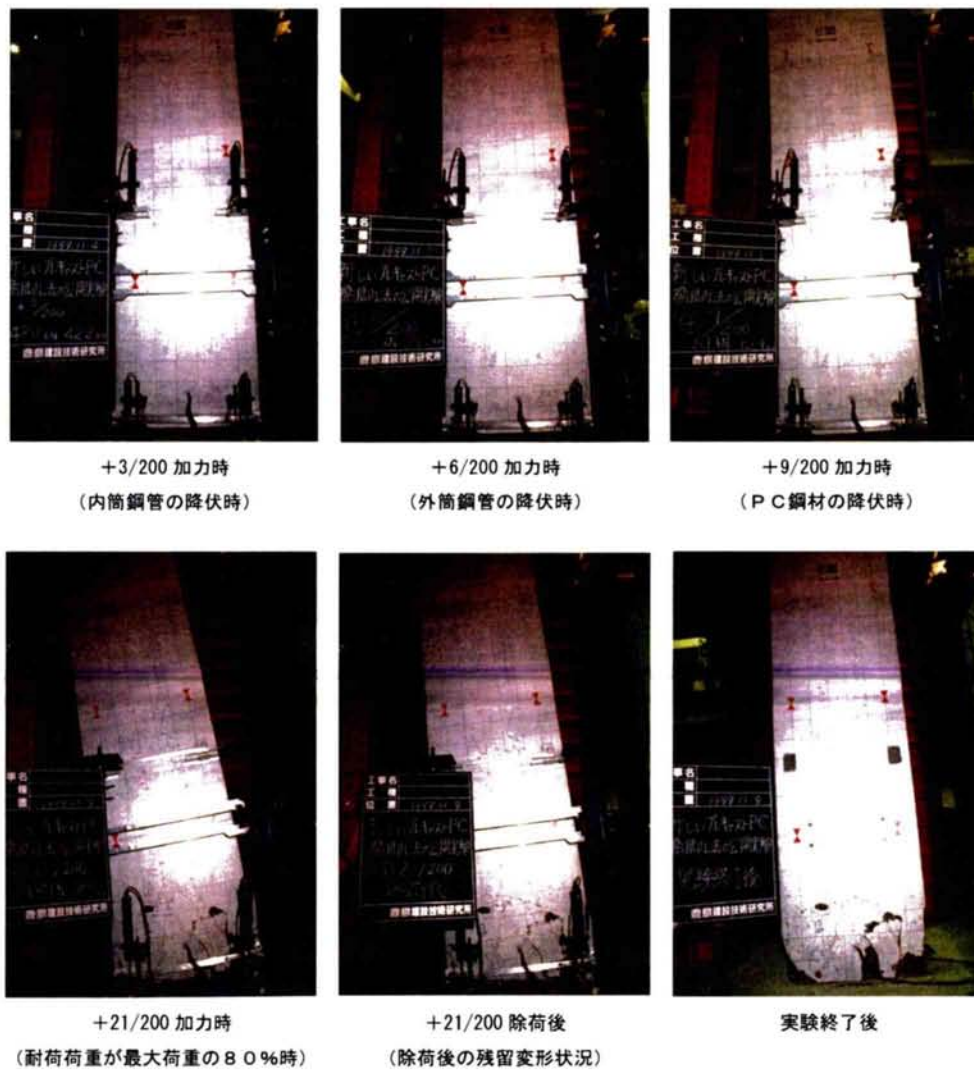


写真-4.3.2 各载荷サイクルの载荷側面の状況

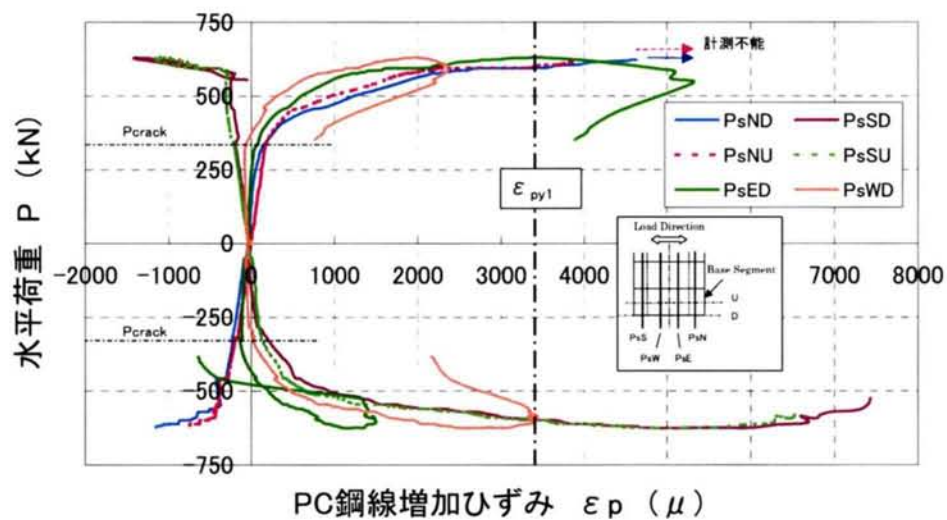


図 - 4.3.9 各PC鋼材の増加ひずみと荷重との包絡線

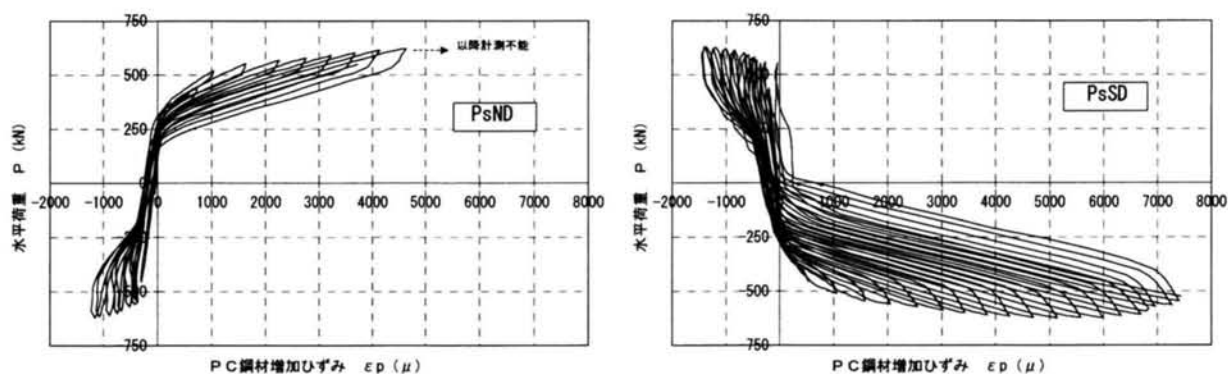


図-4.3.10 荷重-PC鋼材増加ひずみの履歴

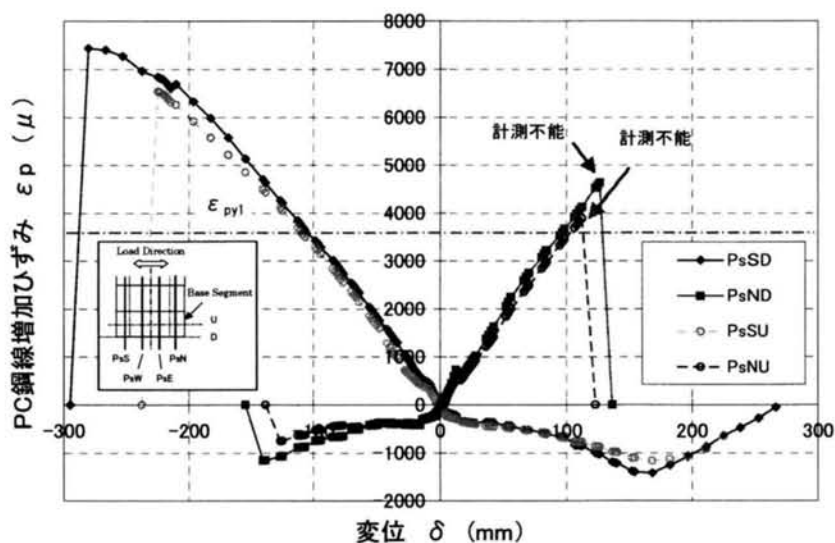


図-4.3.11 各載荷点変位とPC鋼材のひずみの関係

(4) 内筒鋼管応力挙動・帯鉄筋のひずみ挙動

セグメント側壁部における内筒鋼管 (KE および KW) において、橋脚基部位置における荷重とせん断応力度の関係を図-4.3.12 に示す。また、基部セグメントの最下段位置における帯鉄筋について、圧縮・引張部帯鉄筋の荷重とひずみとの関係を図-4.3.13 に、側壁部の帯鉄筋の荷重とひずみとの関係を図-4.3.14 に示す。

載荷方向に対して側壁部に当たる内筒鋼管 KE および KW のせん断応力は、ひび割れ発生時 (±330 kN) から徐々に増加し、KE については載荷初期の段階で計測不能 (断線) となっているため必ずしも明らかでないが、KW については、降伏せん断応力に達しており、確実にせん断力を伝達していることがわかる。

一方、帯鉄筋も圧縮部・引張り部については載荷中盤から計測不能となっているが、それまではほとんどひずみは生じていない。また、側部の帯鉄筋のデータからは、PC 鋼材の弾性限界点以降にひずみが増加しているものの、降伏ひずみ (1930 μ) には達しておらず、それほど大きなひずみは生じていないことがわかる。

以上より、せん断力は内筒鋼管で大部分伝達され、内筒鋼管の存在によって横ずれを生じず、接

合面のコンクリート圧縮部のせん断力の負担が軽減されているものと考えられる。このことが、このロッキング挙動時に圧縮部のコンクリートに曲げせん断ひび割れを発生させず、内部コンクリートを健全な状態で保つ要因となっているものと考えられる。

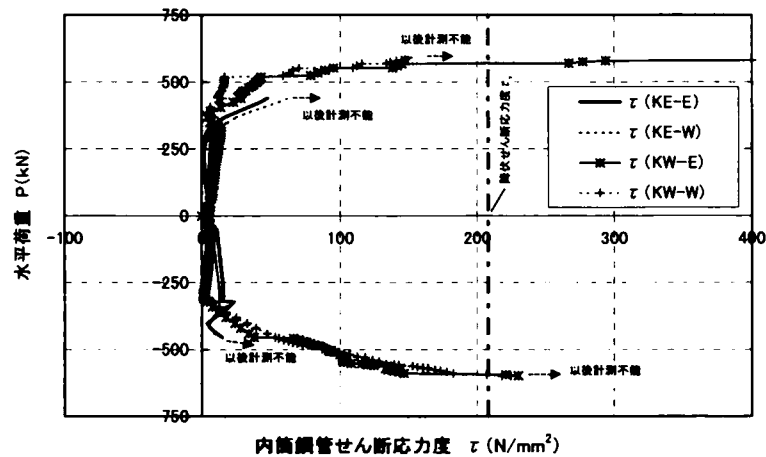


図-4.3.12 荷重と内筒鋼管のせん断応力との関係

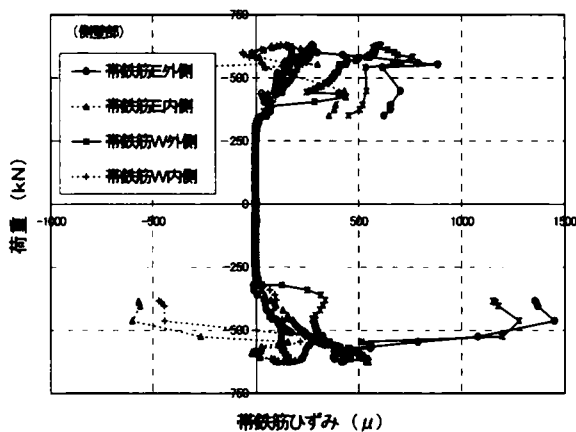


図-4.3.13 荷重と帯鉄筋ひずみの関係（側壁部）

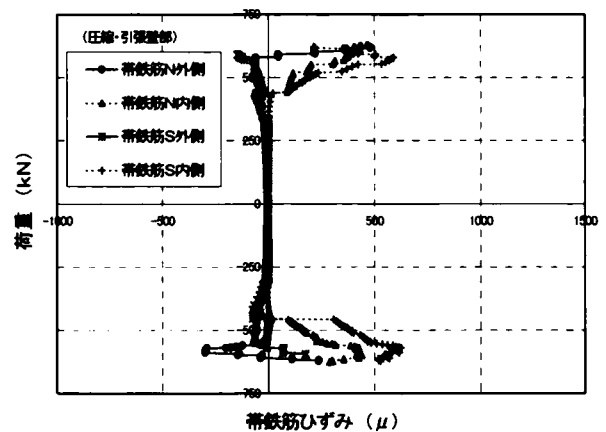


図-4.3.14 荷重と帯鉄筋ひずみとの関係
（圧縮部・引張部）

4.3.4 耐震性能のまとめ

新しいプレキャスト PC 橋脚の耐震性能について評価するために、耐震性能を評価する際の一つの指標となる変形性能、残留変位、累積吸収エネルギーを取り上げる。評価にあたり、「ガイドライン」¹⁾に示されている22体の試験結果を引用する。22体の内訳は、導入プレストレス (0 (=RC), 2, 4, 8N/mm²), 断面形状 (中実, 中空), 施工方法 (場所打ち, プレキャスト), 付着の有無 (ボンド, アンボンド) 等の要因が主なパラメータとなっており、その中に、プレキャスト (中実・ボ

ンド)が2体, アンボンド(中実・場所打ち)の2体が含まれている。今回の実験と「ガイドライン」¹⁾に示されている実験では, 試験体諸元が異なるため, 評価対象項目は無次元化する必要がある。そこで, 変形性能と残留変位については, 回転角で表示することにより, また, 累積吸収エネルギーについては, 累積吸収エネルギーを最大荷重と最大変位で除して正規化することによりそれぞれ無次元化した。終局時における変形性能回転角, 残留回転角, 正規化累積吸収エネルギーをそれぞれ図-4.3.15, 図-4.3.16, 図-4.3.17に示す。また, 各図の横軸は各項目に与える影響の大きい導入プレストレスとした。

図-4.3.15より, 変形性能については, 他のPPC橋脚やプレキャスト橋脚より, 新しいプレキャストPC橋脚(■印)が突出して最も大きな変形性能回転角を示しており, 提案した構造が変形性能の面から優れた構造であることがわかる。また, 「ガイドライン」¹⁾のプレキャスト(◆印)も大きな変形性能回転角となっており, 一般的にプレキャスト部材は大きな変形性能を有する傾向にあるといえる。

図-4.3.16より, 残留変位については, 導入プレストレスが大きくなるに従って, 残留回転角は小さくなる傾向が読みとれる。新しいプレキャストPC橋脚(■印)は, 同じ導入プレストレス量の 5.5N/mm^2 と比較すれば, PPC橋脚と平均的な値を示しており, 残留変位の少ない復元力特性の優れた構造であることを示している。

図-4.3.17より, 累積吸収エネルギーについては, 導入プレストレスが大きくなるに従って, 正規化累積吸収エネルギーは小さくなる傾向が見られる。新しいプレキャストPC橋脚(■印)は, 平均的な値を示しており, エネルギー吸収的にもPPC橋脚と同等とみて良い。耐震性能的に特に問題にならない範囲内にあるものと考えられる。

以上の3点より, 新しいプレキャストPC橋脚の耐震性能について評価を行えば, それぞれその特徴はあるものの, RC橋脚やPPC橋脚と比べて全般的に特に遜色はなく, 良好な耐震性能を示しているといえる。

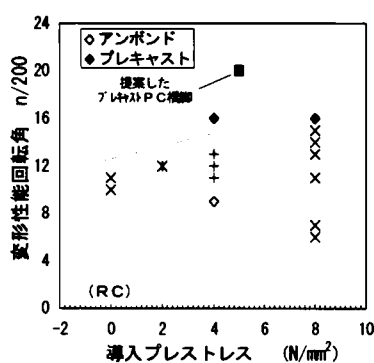


図-4.3.15 変形性能図

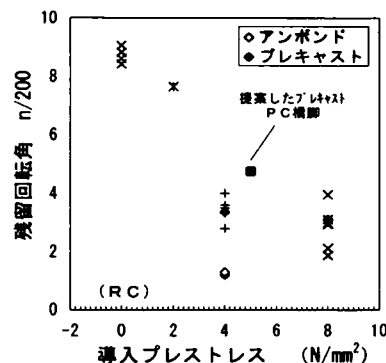


図-4.3.16 残留変位

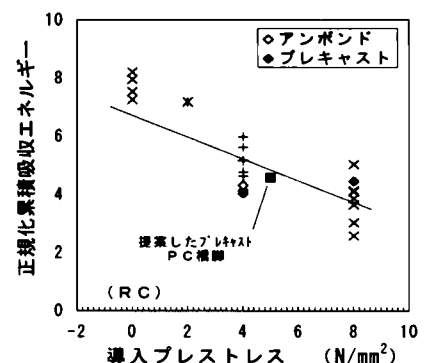


図-4.3.17 正規化累積吸収エネルギー

4. 4 プレキャストPC橋脚の解析手法の検討

4. 4. 1 検討概要

(1) 検討目的

前節までの検討により、プレキャストPC橋脚は、ひび割れ発生以降はアンボンド的挙動を示すこと、基部のロッキング挙動が特徴的になることが明らかとなった。また、このロッキング挙動は、コンクリートの圧縮部が内筒鋼管の存在によって横ずれを生じず、安定したコンクリートヒンジとして機能し、このコンクリートヒンジが繰り返し载荷によって徐々に劣化することにより耐力も比較的緩やかに低下することが示された。このようなロッキング挙動を直接的に評価する方法としては、例えば基部に回転バネを考慮する方法があるが、限られた実験から一般化することは難しいものと考えられる。そこで、ロッキング挙動を間接的に評価する手法について検討し、実務解析に反映することを考える。また、プレキャストPC橋脚を用いた構造系の耐震解析を行う場合には、履歴復元力特性を解析的に評価する必要がある。

そこで、本検討では、プレキャストPC橋脚の解析的検討として、荷重-変位関係および履歴特性について、以下のような目的を設定する。

- ① PC鋼材の付着の有無、および、付着強度が橋脚全体の復元力特性に与える影響の解明
- ② 橋脚全体の復元力特性における内筒鋼管の耐力寄与分に関する検討
- ③ 解析モデルにおける基部要素長さが解析結果に及ぼす影響に関する検討
- ④ コンクリートの応力-ひずみ関係の相違、特に、コンクリート応力軟化の有無が解析結果に及ぼす影響の解明

(2) 解析条件

解析モデルを、図-4.4.1に示す。本解析では、実用的な解析手法としては、材料の非線形性と幾何学的な非線形性を考慮できるファイバーモデル¹⁾を基本とする解析モデルとした。ただし、プレキャストPC橋脚では、PC鋼材が戴荷途中でその付着が剥離し、アンボンド状態となってセグメント部材とは個別の挙動を示すため、その解析においては、PC鋼材を平面保持の仮定が前提となっているファイバーモデルの一要素としてモデル化することはできない。そこで、本解析モデルでは、第3章の外ケーブル構造の解析と同様に、セグメント部材を構成するファイバー要素とPC鋼材を構成するファイバー要素を個別にモデル化し、両者の節点をPC鋼材要素軸方向バネおよび要素軸直角方向の剛性が大きいジョイントバネ要素で繋ぎ、PC鋼材要素軸方向バネの値により、PC鋼材のアンボンド状態を評価した。なお、セグメント部材は、コンクリートのみのファイバー要素とした。

解析における戴荷方法は、正負交番戴荷実験を模擬するように単位振幅0.014mで漸増する振幅漸増型戴荷波形を用いた。材料のモデルは、履歴特性を評価する必要から、図-4.4.2～図-4.4.4に示

すように、コンクリートの応力-ひずみ履歴には、六車・渡辺モデル²⁾で除荷ルールを直線から2次曲線に変更した修正六車・渡辺モデル³⁾を用い、鉄筋および内筒鋼管の応力-ひずみ履歴には移動硬化型の履歴則を有するバイリニアモデル³⁾を、また、PC鋼材の応力-ひずみ履歴には、弾性限界点および降伏点で構成するトリリニアモデル³⁾を用いた。それぞれの特性値には、表-4.4.1に示す材料試験結果の値を用いた。

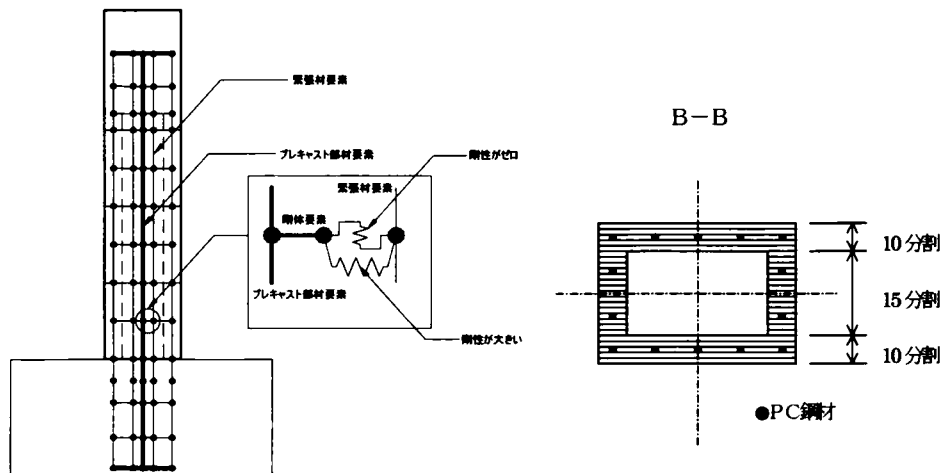


図-4.4.1 解析モデル

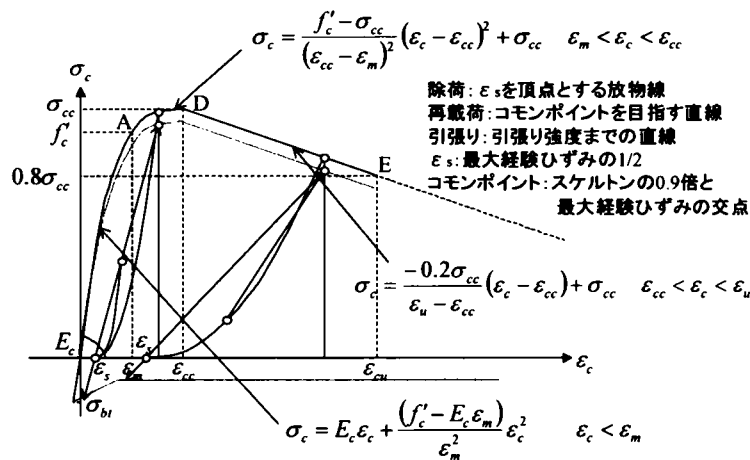


図-4.4.2 コンクリートの $\sigma-\epsilon$ 曲線（修正六車・渡辺モデル³⁾）

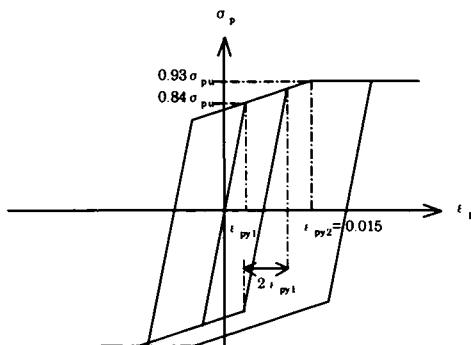


図-4.4.3 PC鋼より線の $\sigma-\epsilon$ 曲線

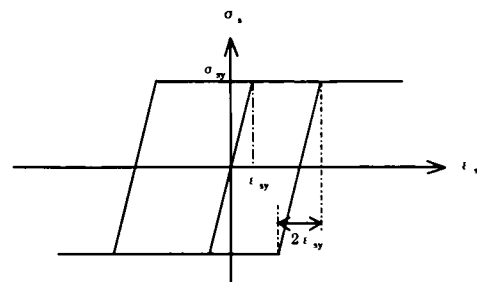


図-4.4.4 鉄筋の $\sigma-\epsilon$ 曲線

表-4.4.1 解析に用いた材料値

コンクリート		PC鋼より線		鉄筋	
σ_{28}	52.8 N/mm ²	σ_{pu}	1894 N/mm ²	σ_{sy}	397 N/mm ²
σ_{cc}	58.2 N/mm ²	E_p	190 kN/mm ²	E_s	206 kN/mm ²
$0.8\sigma_{cc}$	46.6 N/mm ²	$0.93\sigma_{pu}$	1761 N/mm ²	ϵ_{sy}	0.001923
ϵ_{cc}	0.00379	$0.84\sigma_{pu}$	1591 N/mm ²		
ϵ_{cu}	0.00646	ϵ_{py1}	0.008361		
		ϵ_{py2}	0.015		
		初期ひずみ	0.003681		

4.4.2 検討結果

(1) PC鋼材の付着特性が橋脚の履歴復元力特性に与える影響

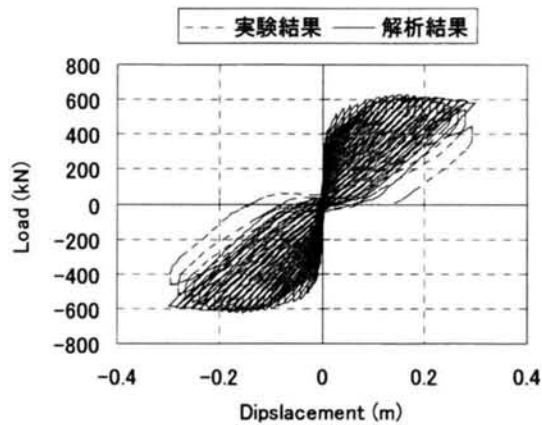
PC鋼材の付着特性が履歴復元力特性に与える影響を検討するため、解析モデルにおけるジョイントバネ要素のPC鋼材要素軸方向の特性に、バイリニアモデルによる非線形特性を与えた。つまり、バイリニアモデルにおける降伏力が、PC鋼材の付着力に相当する。

正負交番載荷実験では、PC鋼材を被覆する内筒鋼管とグラウトとの付着が切れたことが想定されるため、付着力の算定では、内筒鋼管とグラウトとの付着強度を用いている。本検討でのパラメータとしては、付着強度を完全なアンボンド状態を示すゼロ、内筒鋼管とグラウトとの付着試験より得られた0.1MPa、および、付着強度を大きくした0.2、0.5MPa、完全なボンド状態を示す無限大とした。なお、本項における解析では、基部の要素長さは、実験試験体を忠実に再現してプレキャストセグメントの無筋部分である0.01mとし、内筒鋼管は無視している。また、コンクリートの応力軟化は、ロッキング現象を表現するための解析上の手法として、最大圧縮強度の80%に達した後はその値で一定とした。

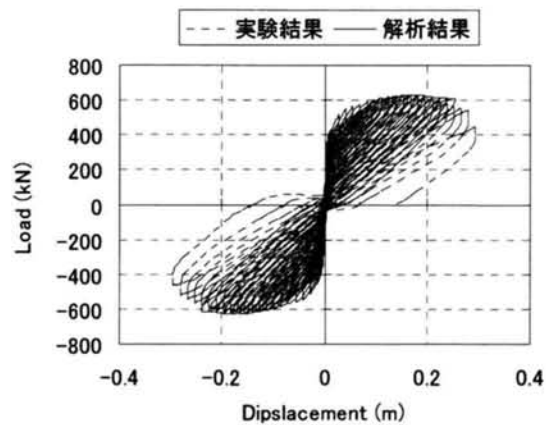
実験値と解析結果の比較として、それぞれの付着強度における荷重-変位および荷重-PC鋼材増加ひずみの履歴特性について、図-4.4.5～図-4.4.6に示す。また、荷重-変位の骨格曲線の比較を図-4.4.7に示す。

まず、完全にアンボンド状態とした解析結果は、実験結果と比較して、ひび割れ発生点から弾性限界点（変位0.1m近傍）付近までの耐力が小さくなっているものの、その後の荷重-変位挙動は比較的よくシミュレートされていることがわかる。また履歴特性もプレキャストPC橋脚特有のS字型形状をよく表現しているものと言える。また、荷重-変位関係だけでなく、荷重-PC鋼材のひずみ挙動もよくシミュレートしていることからアンボンド部材としての基本的な繰返し構造特性をひずみレベルまで表現できているものと考えられる。

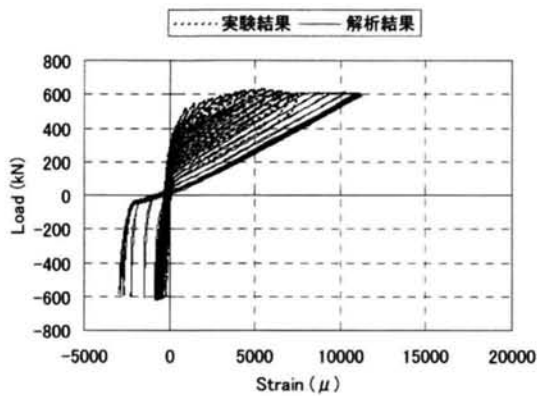
これに対し、付着強度を増加させた解析結果では、ひび割れ発生点から弾性限界点付近まで、同変形状態における荷重が実験結果に近づいており、0.5MPaとした場合が最も実験結果と良い一致を示している。これは、PC鋼材の付着を考慮したことにより、アンボンド状態とした場合に比べ載荷点変位0.1m付近におけるPC鋼材のひずみ、応力が橋脚基部で大きくなったことによる（PC鋼材ひずみ分布の変化を参照）。



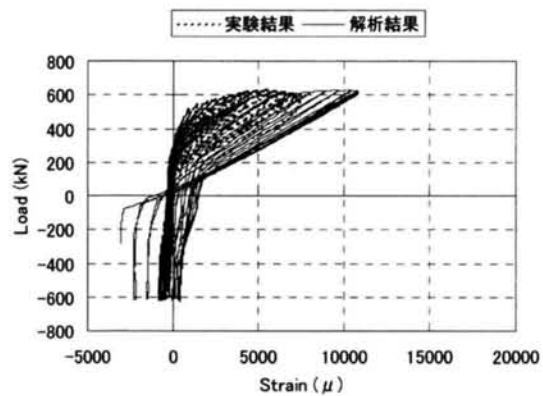
荷重—変位関係



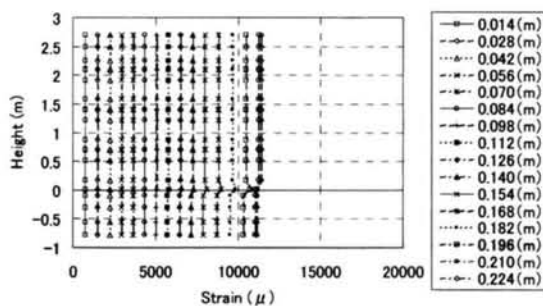
荷重—変位関係



荷重—PC鋼材増加ひずみ関係

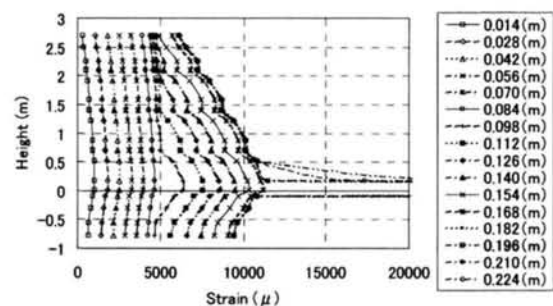


荷重—PC鋼材増加ひずみ関係



PC鋼材増加ひずみ分布

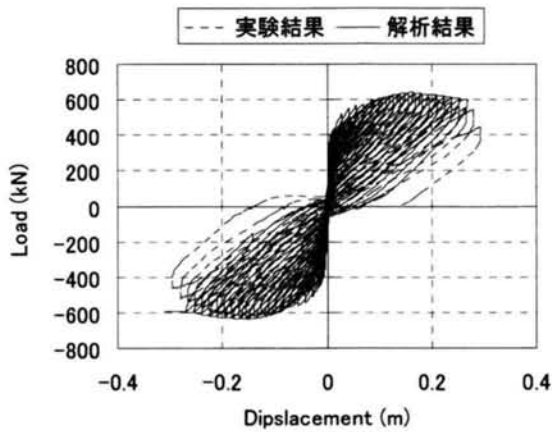
アンボンド状態



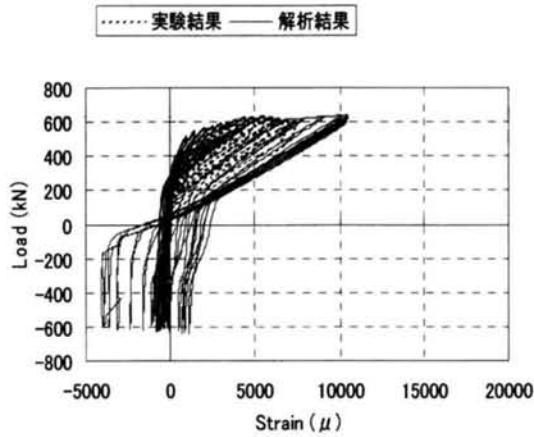
PC鋼材増加ひずみ分布

付着強度0.1MPa

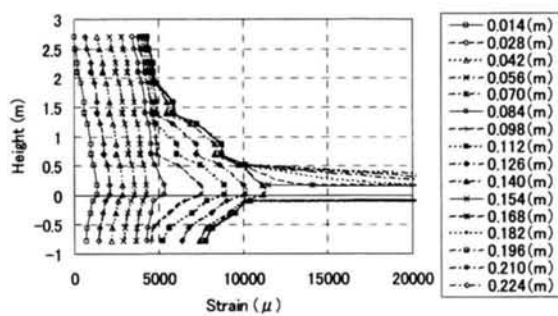
図-4.4.5 PC鋼材の付着強度の違いによる影響（その1）



荷重—変位関係

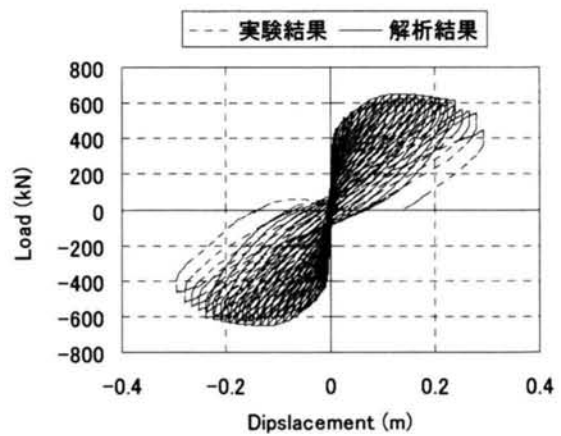


荷重—PC鋼材増加ひずみ関係

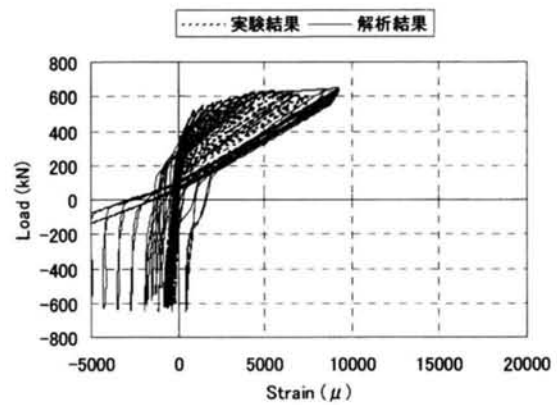


PC鋼材増加ひずみ分布

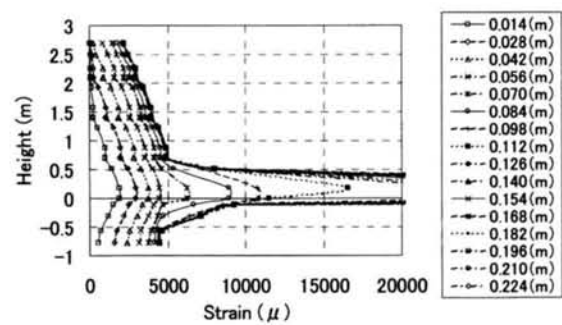
付着強度0.2MPa



荷重—変位関係



荷重—PC鋼材増加ひずみ関係



PC鋼材増加ひずみ分布

付着強度0.5MPa

図-4.4.6 PC鋼材の付着強度の違いによる影響（その2）

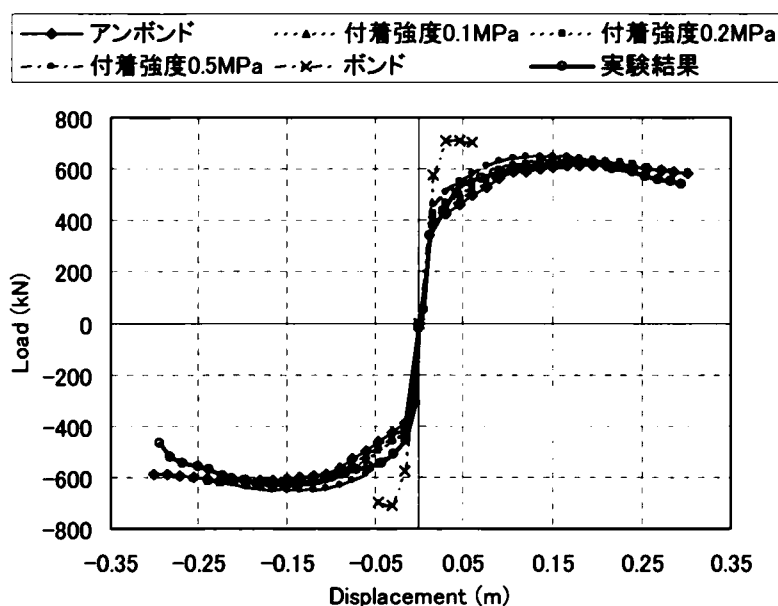


図-4.4.7 PC鋼材の付着強度の違いによる骨格曲線の比較

ただし、内筒鋼管の付着試験より得られた値である 0.1MPa を用いた解析結果では、ほぼ、アンボンド状態と変わらない性状を示している。また、付着強度を増加させると、最大荷重も増加し、実験結果を上回る状態となるとともに、履歴性状もS字型から原点指向型へ徐々に変化していく傾向にある。

以上より、プレキャストPC橋脚におけるPC鋼材の付着は、橋脚全体の復元力特性に影響を与えるものの、今回の実験試験体では、実際の付着力が小さいこととアンボンドとしての解析結果が比較的よく挙動を表現していることから、PC鋼材がアンボンド状態であったとした解析を行っても実質上、問題が無いものと考えられる。ひび割れ発生点から弾性限界点付近までの荷重-変位の差は、別の要因によるものと考えられる。

(2) 橋脚全体の復元力特性における内筒鋼管の耐力寄与分に関する検討

前項における解析結果では、戴荷点変位 0.1m 、特に、実験時にPC鋼材が弾性挙動を示していた領域における耐力が小さくなる傾向があった。この相違の原因としては、PC鋼材の付着ではなく、内筒鋼管の橋脚耐力への寄与が考えられる。実際に、正負交番戴荷実験でも内筒鋼管は曲げ降伏しており、曲げ耐力への寄与があったものと思われる。そこで、本検討では、内筒鋼管を4本の鉄筋に集約しファイバー要素としてモデル化することによりその影響を考慮した。なお、本解析では、(1)項での検討と比較のため、基部の要素長さは 0.01m とし、コンクリートの応力軟化は、最大圧縮強度の 80% で一定値とした。

鋼管考慮の有無における荷重-変位ならびに荷重-PC鋼材増加ひずみの履歴挙動および荷重-変位の骨格曲線の比較を図-4.4.8に示す。

戴荷点変位 0.1m 付近までの挙動に着目した場合、内筒鋼管を考慮することにより、荷重は実験結果に近づいていることがわかる。また、荷重-PC 鋼材ひずみ関係も内筒鋼管を考慮した方が、良い近似を示している。

以上より、解析においては、内筒鋼管の曲げ耐力寄与分を考慮することにより着目範囲の挙動は改善されることがわかる。ただし、内筒鋼管を考慮したことにより、戴荷点変位 0.1m 以降、特に実験結果における最大耐力経験以後の耐力が実験結果を上回っている。これは、解析においてコンクリートの応力軟化を最大圧縮強度の 80%より下回らないとした影響と考えられる。

(3) 基部要素長さが解析結果に与える影響

コンクリートの応力-ひずみ関係のように最大応力地点から下降勾配を持つ材料特性を考慮したファイバーモデル解析では、一般に、橋脚基部の要素など最初に下降勾配に入った要素に変形が集中するという傾向があり、その程度は、その要素長さが短いほど顕著である。つまり、橋脚基部の塑性ヒンジ区間を精度良く評価し、その長さを基部要素長さとして設定する必要がある。そこで、本検討では、基部要素長さとして実験用供試体における無筋部分を考慮した 0.01m、実験終了時におけるかぶりコンクリートの剥離領域である 0.1m、0.5D 区間である 0.35m として解析を行った。なお、解析では、内筒鋼管を考慮し、コンクリートの応力軟化は、基部要素長さの影響を明確にするため、(1)(2)項と同様に、最大圧縮強度の 80%に達した後はその値で一定とした。

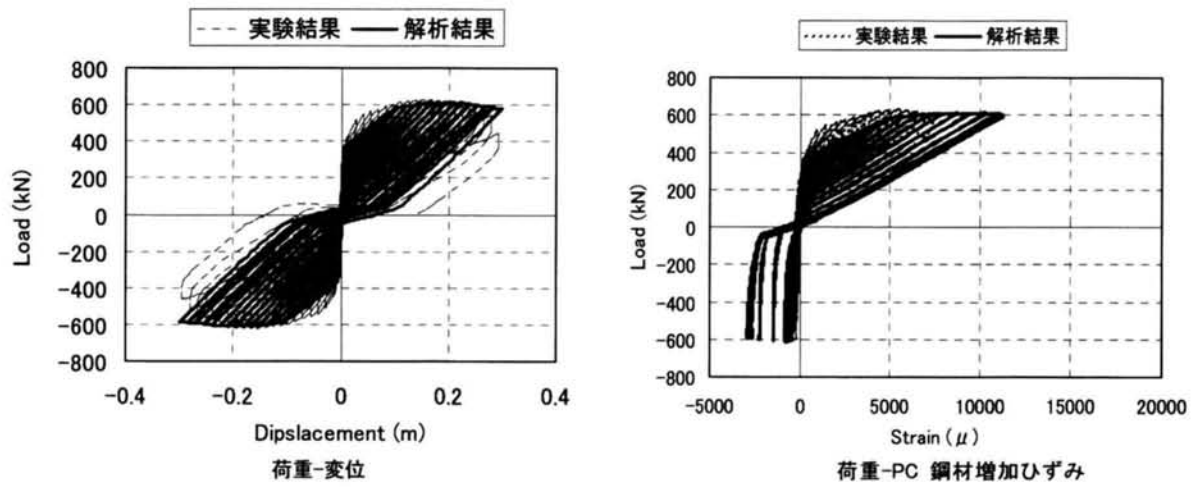
基部要素長をパラメータとした場合の荷重-変位履歴性状の比較ならびに骨格曲線の比較を図-4.4.9に示す。

解析結果より、基部要素長さが長くなるほど、PC 鋼材が弾性挙動を示している範囲の荷重や最大耐力の増加の度合いが大きくなっていることがわかる。特に PC 鋼材の弾性挙動範囲の実験結果との比較に着目すると基部要素長さが 0.1m 以下では、解析結果に差がほとんど見られず、実験結果との差が小さいため、基部要素長さとして 0.1m 以下が妥当と考えられる。プレキャスト PC 橋脚の実験時の変形状態も、基部セグメントの接合面におけるロッキングによる回転が大きく、セグメント部分には顕著な塑性ヒンジを形成していない。そのため、通常の RC 橋脚の解析で行われているように 0.5D 区間を塑性ヒンジ区間とし要素長さとするには問題があるものと考えられる。ただし、基部要素長さを 0.01m とした場合、コンクリートの圧縮ひずみが過大になり、基部要素のひずみ分布を精度良く再現できない可能性があることに留意する必要がある。

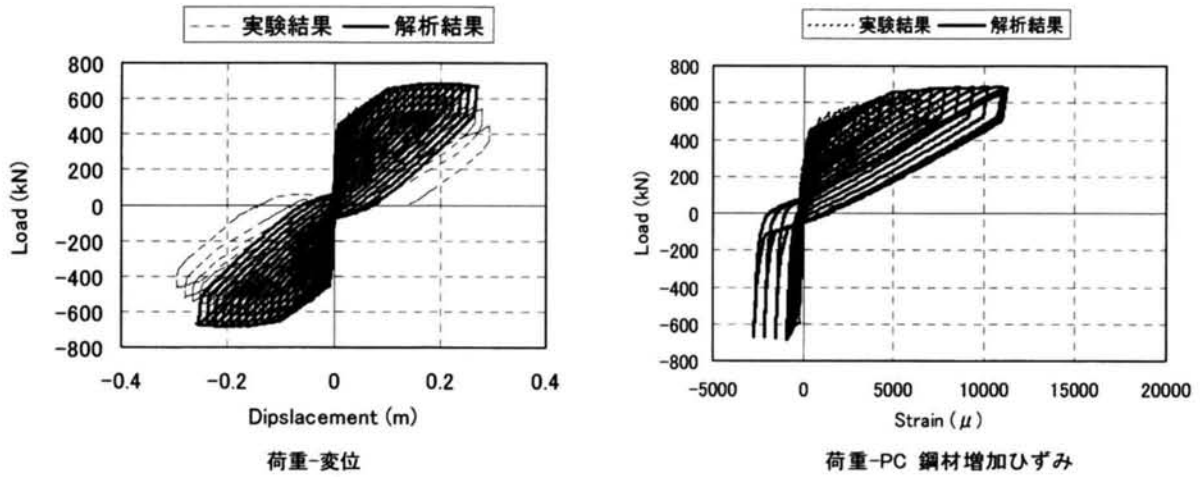
(4) コンクリート応力軟化の有無の影響

以上の解析では、コンクリートの応力軟化は、最大圧縮強度の 80%に達した後はその値で一定としてきた。これは、実験時における橋脚基部のロッキング挙動を表現するため、解析上の取り扱いとして圧縮部コンクリートの軟化をあるレベルで一定としたものである。ただし、最大耐力経験以後は、実験時でもコンクリートかぶり部の剥離が確認されている。そのため、ポストピーク挙動を再現する上では、解析においてもコンクリートの軟化を考慮する必要があると考えられる。

そこで、本項では、コンクリートの材料特性における軟化の考慮の有無をパラメータとした解析を行った。本解析では、前項までと同様に、コンクリートの応力軟化が最大圧縮強度の 80%を下回



a) 鋼管を考慮しない場合



b) 鋼管を考慮した場合

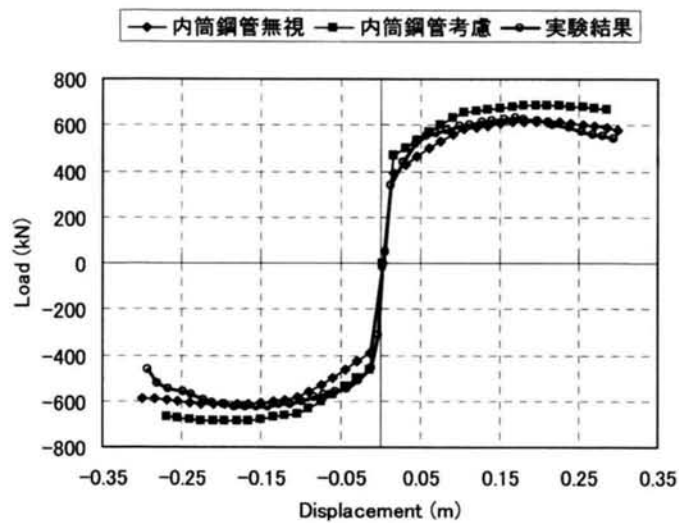


図-4.4.8 内筒鋼管の考慮の有無による影響

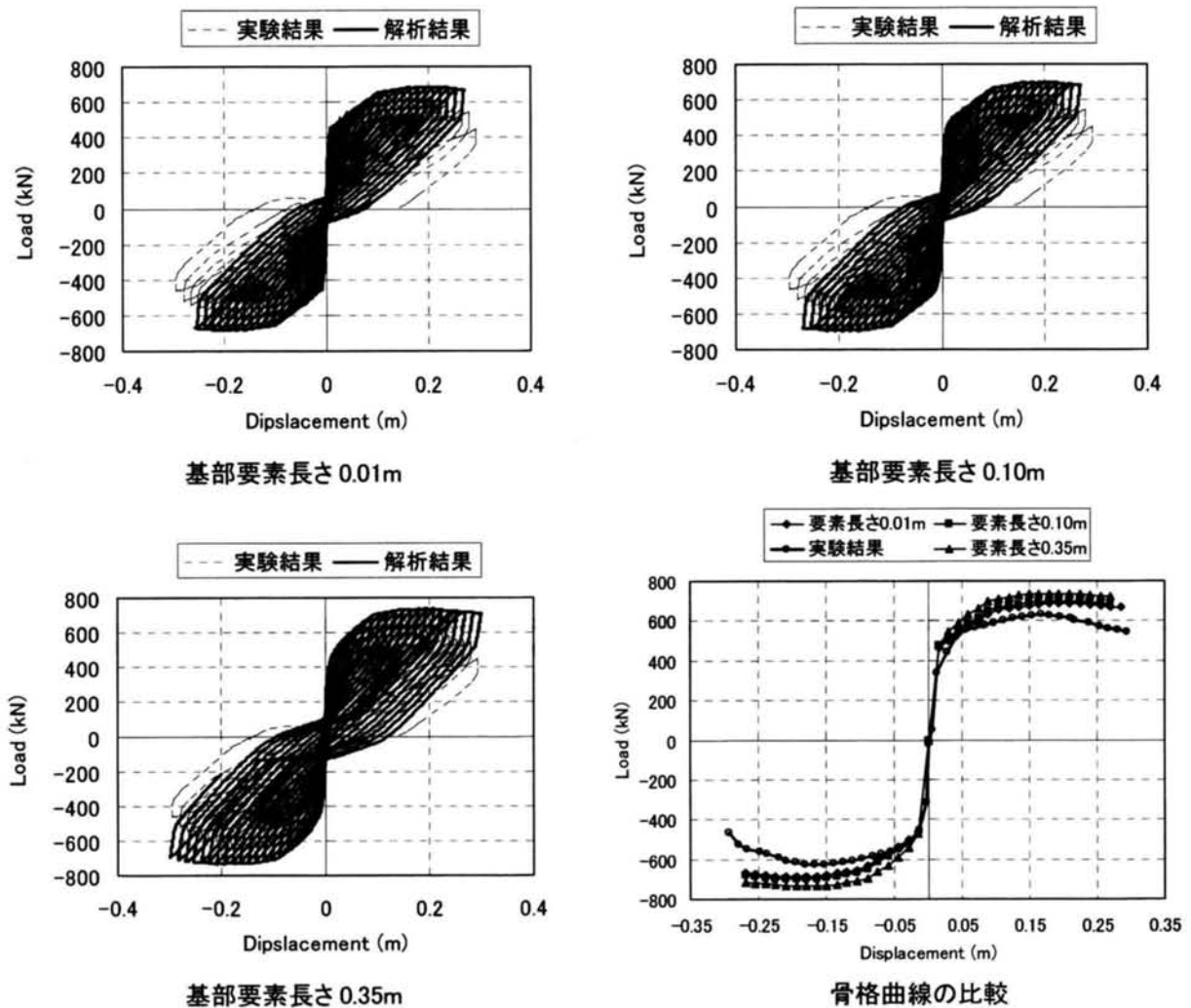


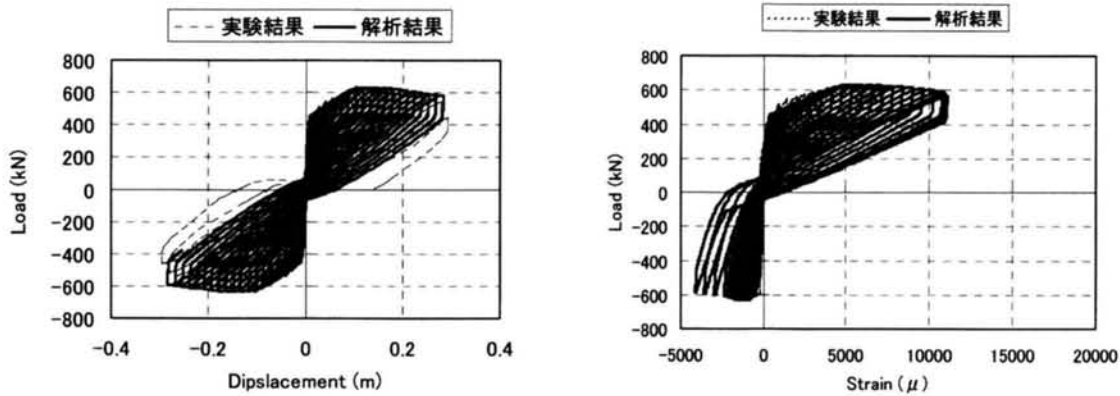
図-4.4.9 基部要素長の影響

らないケース（コンクリート応力軟化無し）、実験結果における終局時にコンクリートが圧壊するように応力-ひずみ関係における応力低下の度合いを緩和・調節したケース（コンクリート応力軟化調節）、道路橋示方書V編⁶⁾の規定に基づき応力-ひずみ関係を規定したケース（道示V）について実施した。なお、解析では、内筒鋼管を考慮し、基部の要素長さはコンクリートの軟化を無視したケースおよび調節したケースは0.01mとしている。また、道路橋示方書V編に基づいたケースは、解析の安定性に関する問題より基部要素長さを0.1mとしている。

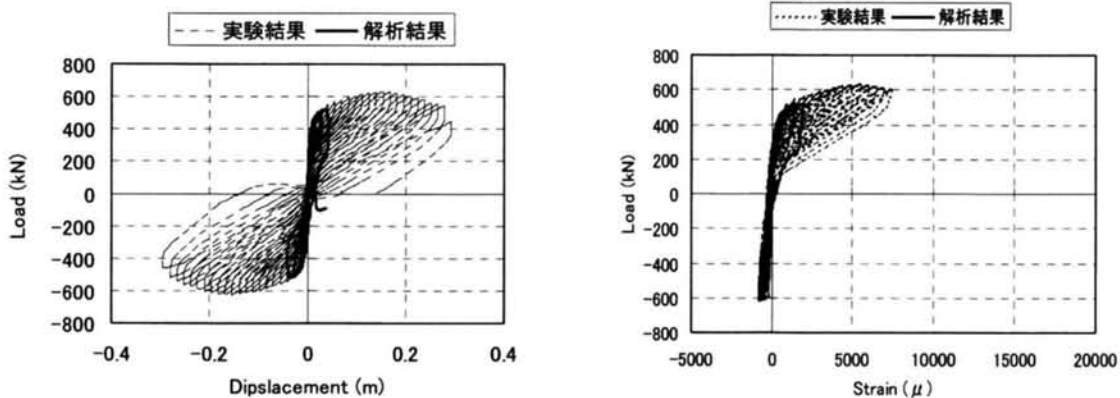
図-4.4.10に各ケースによる解析結果を示す。まず、コンクリート軟化を考慮していない解析結果では、前項までに述べたように、PC鋼材が降伏するまでの挙動に関しては、実験結果と良い一致を示しているが、最大耐力経験以後の挙動に関しては、実験結果よりも大きな荷重を示している。これに対し、コンクリートの軟化の度合いを緩和・調節した解析結果では、ポストピークにおいて徐々に耐力が低下していく様子を精度良く再現できている。また、荷重-PC鋼材ひずみ関係も実験結果と良い一致を示しており、復元力特性、および、PC鋼材、内筒鋼管の橋脚耐力に対する寄与が

最も精度良く表現されている。

一方、道路橋示方書に基づいて軟化の度合いを設定した結果では、戴荷点変位が 0.045m 付近でコンクリートが圧壊し、耐力が急激に低下している。したがって、道路橋示方書V編の応力軟化モデルを単純に適用した場合は、プレキャスト橋脚のロッキング挙動を評価できないことがわかる。



コンクリート応力軟化を緩和、調節



道路橋示方書に基づくコンクリート応力軟化

図-4.4.10 コンクリート応力軟化の影響

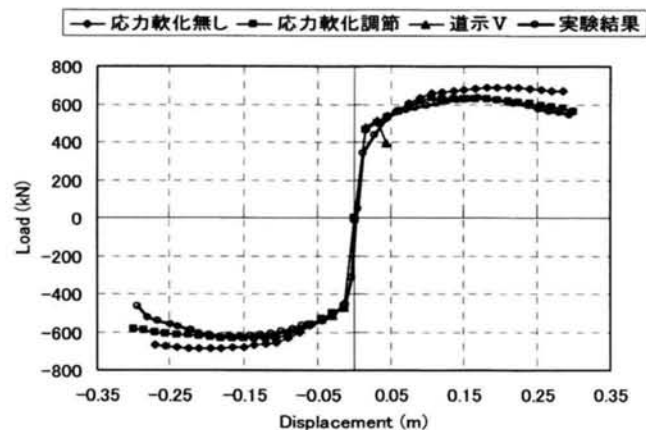


図-4.4.11 コンクリート応力軟化による骨格曲線の比較

4.4.3 解析検討のまとめ

今回の検討では、プレキャストPC橋脚の解析的検討として、PC鋼材の付着特性、内筒鋼管の有無、解析モデルにおける基部要素長さ、コンクリートの応力軟化をパラメータとした解析を行った。その結果、以下のようなことが明らかとなった。

- 1) プレキャストPC橋脚では、PC鋼材の付着特性が橋脚全体の復元力特性に影響を与える。ただし、PC鋼材を被覆する内筒鋼管とグラウトとの付着強度が小さいため、今回の解析では、PC鋼材をアンボンドとして取り扱っても問題はない。
- 2) 内筒鋼管を鉄筋として考慮した方が、PC鋼材が弾性挙動を示している範囲の復元力特性に関して実験結果との良い一致が見られる。プレキャストPC橋脚では、PC鋼材を被覆する内筒鋼管もその曲げ耐力に寄与しているものと思われ、解析においても考慮する必要がある。
- 3) ファイバーモデル解析では、基部要素長さによって解析結果が変化する。通常は、橋脚の0.5D程度を要素長さとするが、プレキャストPC橋脚では、基部におけるロッキング挙動によりセグメント部分に顕著な塑性ヒンジが発生しないため、基部要素長さを小さくした方(0.01m)が、PC鋼材が弾性挙動を示している範囲における二次剛性などにおいて良い一致が見られた。ただし、基部要素長さを小さくする場合、一要素に変形が集中し断面内におけるひずみ分布が実際と異なる可能性があることに注意する必要がある。
- 4) コンクリートの応力軟化を、実験における終局時に圧壊するように調節した場合、復元力特性、および、荷重-PC鋼材ひずみ関係の両方で実験結果との良い一致が見られた。また、道路橋示方書V編に基づいて応力軟化を設定した場合、早期の耐力低下およびコンクリートの圧壊を示す結果となり、実験結果と大きく異なる解析結果となった。プレキャストPC橋脚では、その変形性能の大部分が基部におけるロッキング挙動に依存しているものと考えられる。

以上より、今回の実験の再現解析としては、PC鋼材がアンボンド、内筒鋼管を考慮、要素長さを0.01m、コンクリートの応力軟化を緩和、調節したモデルが適しているものと思われる。また、設計用モデルとしては、耐力を小さい方、つまり、安全側に計算する、PC鋼材がアンボンド、内筒鋼管を無視、要素長さを0.01m、コンクリートの応力軟化を無視したモデルが適していると思われる。ただし、ポストピークなどの挙動を精度良く、設計時に評価するためには、基部におけるロッキング挙動を解析において考慮する必要がある、この点については、今後の課題である。

4. 5 プレキャストPC橋脚の設計法の検討

プレキャストPC橋脚の実用化のためには、試設計段階で荷重－変位関係やモーメント－曲率関係等の骨格曲線を求め、エネルギー一定則を用いて簡易的に耐震検討ができることが望まれる。しかし、プレキャストPC橋脚の挙動は、ひび割れ発生以降、アンボンド的挙動を示し、変形はロッキング挙動が支配的となるため、その荷重-変形関係の推定のために従来の手法を適用するのは困難がある。そこで、プレキャストPC橋脚の荷重-変位の骨格曲線を設定するに当たり、最大耐力がPC鋼材の弾性限界点近傍で生じることに着目して、骨格曲線をひび割れ時、PC鋼材の弾性限界点時および終局時で表現することを考える。また、終局時は現状では明確な限界点を示して一義的に設定することは困難なため、プレキャストPC橋脚の変形性能回転角は、PPC橋脚の変形性能回転角よりも大きいことを考慮して、安全側の設定としてPPC橋脚の変形性能回転角に準じて設定するものとし、許容回転角相当としてPC鋼材の弾性限界点の回転角（許容変位）を求める手法を検討する。

4.5.1 簡易設計法の検討

(1) 許容変位の算出方法

4. 3節での検討から、プレキャストPC橋脚では、PC鋼材の増加ひずみと橋脚の載荷点変位とがほぼ線形関係にあることから、本関係を推定することを試みる。すなわち、PC鋼材の伸びは、アンボンド状態であるため、橋脚の高さ方向の変形形状に依存することから、PC鋼材の弾性限界点時の変形形状を近似的に推定することを試みる。

1) 手法1

プレキャストPC橋脚は、基部にひび割れが入り、ロッキング挙動が主体となるものの、セグメント躯体には曲げひび割れが生ぜず、PC鋼材の弾性限界点時点ではコンクリート躯体はほぼ弾性的に変形をしているものと考えることができる。そこで、橋脚躯体は弾性変形しているものとして、図-4.5.1を参照して、以下のように求める。

PC鋼材増加ひずみ ϵ_p と橋脚の載荷点変位 δ との関係式の誘導における主な仮定は以下のようである。

- ・ PC鋼材の変形量は、同位置におけるコンクリート要素の変形量と等しい。
- ・ 橋脚の断面の曲げ強さと中立軸の位置は、橋脚高さ方向に一定である。
- ・ 橋脚は、片持ち梁状態で、基部は固定されている。
- ・ 内筒鋼管は、考慮しない。

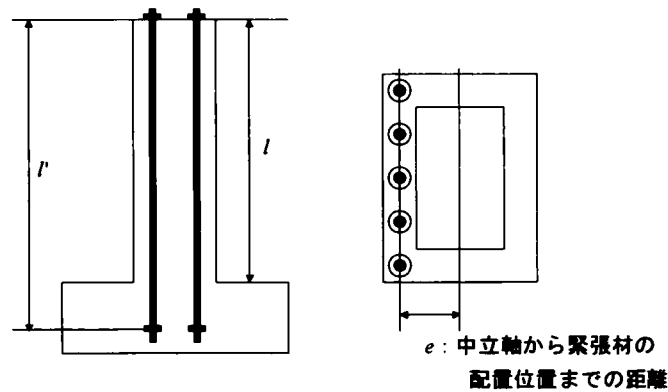


図-4.5.1 PC鋼材の配置

まず、PC 鋼材と同位置におけるコンクリート要素の変形量 (Δl) は、コンクリートひずみ (ε_c) を積分することにより求められる。

$$\Delta l = \int \varepsilon_c dx \quad (4.5.1)$$

また、フックの法則 ($\sigma = E\varepsilon_c$) と片持ち梁のモーメント分布 ($M = Px$) より

$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= \sigma / E \\ \sigma &= \frac{M}{I} e = \frac{Px}{I} e \\ \varepsilon_c &= \frac{Pe}{EI} x \end{aligned}$$

上式を式(4.5.1)へ代入し、かつ、PC 鋼材の変形量は、同位置におけるコンクリート要素の変形量と等しいという仮定より、PC 鋼材の増加ひずみ ε_p と載荷力 P との関係式として次式が得られる。

$$\varepsilon_p \cdot l' = \frac{Pel^2}{2EI}$$

また、片持ち梁であることを考慮すると ($P = \frac{3EI}{l^3} \delta$) 載荷点変位 δ と PC 鋼材の増加ひずみ ε_p 関係式として次式が得られる。

$$\varepsilon_p = \frac{3e}{2 \cdot l \cdot l'} \delta \quad (4.5.2)$$

2) 手法2

ロッキング挙動が主体と考え、プレキャスト PC 橋脚の変形は基部回転のみと考え、その他の柱躯体は剛体運動をするものとする。基部の回転中心は、断面保持の仮定に基づく断面計算から中立軸を求め、以下より、PC 鋼材増加ひずみを求める。

PC 鋼材増加ひずみと載荷点変位との関係式の誘導における仮定は、以下のようなものである。

- ・ 柱は剛体であるとし、戴荷点変位は基部におけるロッキングによる回転変形のみであるとする。
- ・ PC 鋼材の変形量は、基部におけるロッキングによるもののみとする。

まず、柱基部における回転角と戴荷点変位との関係式が幾何学的関係より以下のように求まる。

$$\theta = \sin^{-1}\left(\frac{\delta}{l}\right) \cong \frac{\delta}{l}$$

また、柱基部における幾何学的関係より、PC 鋼材の変形量は次式で示される。

$$\Delta l' = e \cdot \theta \cong e \cdot \frac{\delta}{l}$$

したがって、PC 鋼材の増加ひずみ (ε_p) と戴荷点

変位との関係式は以下ようになる。

$$\varepsilon_p = \frac{\Delta l'}{l'} = \frac{e}{l \cdot l'} \delta \quad (4.5.3)$$

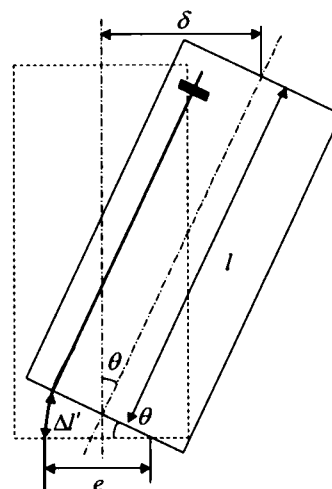


図-4.5.2 橋脚基部におけるロッキング挙動のモデル化

(2) 算定手法の比較

ここでは、実測した PC 鋼材増加ひずみ－橋脚変位関係と計算手法との比較を行う。

図-4.5.3 に実測した PC 鋼材増加ひずみ－橋脚変位関係と前項で提案した関係式による結果を示す。なお、提案式による算出の場合、 l および l' は、 $l = 2.8m$ 、 $l' = 4.04m$ とした。また、中立軸と PC 鋼材との相対距離 e については、手法 1 では橋脚高さ方向にひずみを積分し PC 鋼材の変形量を求めるため、断面の中心に中立軸があると仮定し $0.27m$ とした。一方、手法 2 では、基部のロッキングでのみ PC 鋼材の変形量を評価するため、断面保持の仮定を適用した解析により求めた中立軸から PC 鋼材までの距離である $0.45m$ を用いた。

$$\text{手法 1} \cdots \varepsilon_p = \frac{3e}{2 \cdot l \cdot l'} \delta \quad (4.5.2)$$

$$\text{手法 2} \cdots \varepsilon_p = \frac{e}{l \cdot l'} \delta \quad (4.5.3)$$

結果を見ると、手法 1 が手法 2 に比べて比較的实验結果を再現していることがわかる。特に、PC 鋼材が弾性範囲内である戴荷点変位が小さい領域において実験結果を良く近似している。すなわち、基部のロッキングによる回転変形はあるものの、PC 鋼材は内筒鋼管に保護されているため、弾性変形挙動に近い変形が生じているものと考えられる。ただ、手法 1 による算定では、中立軸が橋脚高さ方向に一定、かつ、断面中心であるとしている。これに対し、実際には、橋脚基部では、曲げひび割れの発生により中立軸の位置が断面中心ではない。そのため、中立軸が断面中心から移動し、

曲げ剛性が橋脚高さ方向に一定でなくなるような戴荷点変位が大きい領域については、実験結果との相違が大きくなることが考えられる。しかし、PC 鋼材の弾性限界点までの変形では、中立軸の位置が断面中心から移動する範囲が橋脚基部の曲げひび割れ発生区間に限られることを考慮すると、手法 1 による算定で、中立軸の位置が断面中心であるとしても実務上の精度に大きな影響を与えることはないものと考えられる。

これに対し、手法 2 では、PC 鋼材の変形量を基部のロッキングによるもののみであること、かつ、ロッキングの中心が基部の中立軸の位置であるとしていることから、精度良く中立軸の位置（回転中心）を算定する必要がある。これらの算定式を用いて PC 鋼材ひずみと戴荷点変位の関係を求める場合には、中立軸の位置の評価に注意する必要がある。

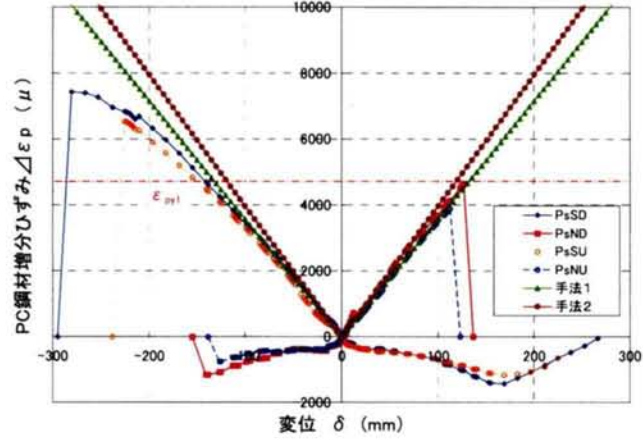


図-4.5.3 簡易式によるPC鋼材増加ひずみと戴荷点変位の関係

(3) 骨格曲線の提案

プレキャスト PC 橋脚の骨格曲線としては、ひび割れ時 (C)、弾性限界点 (Y1) および水平耐力は弾性限界点のままで変形を PPC 橋脚に準じた終局時 (U) で表現する。

まず、ひび割れ時 (C) については、橋脚基部の最外縁のコンクリート要素に作用する応力が引張り強度に達した時とし、その時点における水平変位、耐力を次式により算定する。

$$P_c = \frac{M_c}{l} = \frac{\sigma_{ce} + \sigma_b + \sigma_N}{l} Z_e \quad (4.5.4)$$

$$\delta_c = \left\{ \phi_c \cdot l + \phi_c \left(1 - \frac{L_p}{l} \right) (l - L_p) \right\} \cdot \frac{L_p}{2} \quad (4.5.5)$$

$$\phi_c = \frac{\sigma_b / E_c}{h/2} \quad (4.5.6)$$

ここで、 σ_{ce} : プレストレスによる応力 (Pa), σ_b : コンクリートの引張り強度 (Pa), σ_N : 上部工による軸応力 (Pa), Z_e : 橋脚断面の断面係数 (m^3), L_p : 塑性ヒンジ長 (m), E_c : コンクリートの弾性係数 (Pa), h : 断面高さ (m) である。

また、弾性限界点 (Y1) については、PC 鋼材が弾性限界点に達した時で、変位については前述した手法 1 による戴荷点変位-PC 鋼材増加ひずみ関係式より求める。一方、弾性限界点 (Y1) の水平耐力については、PC 鋼材を降伏強度の高い通常の鉄筋要素として扱い、平面保持の仮定に基づく断面計算において、最外縁の PC 鋼材が弾性限界点に達した時の曲げ耐力から求めることとする。

$$\delta_y = \frac{2 \cdot l \cdot l'}{3e} \varepsilon'_y \quad (4.5.7)$$

$$P_y = \frac{M_y}{l} \quad (4.5.8)$$

ここで、 M_y ：平面保持の仮定を用いた断面計算により求まる降伏曲げ耐力（N・m）である。

さらに終局時（U）については、終局変位は、終局回転角 θ_u を $12/200(0.06rad)$ として次式により求め、その時の水平耐力については、弾性限界点（Y1）の値を保つものとして決定する。なお、終局回転角の値 $12/200(0.06rad)$ は、本研究で行ったプレキャストPC橋脚の実験結果とPPC橋脚を対象として行われた既往の実験結果を参考に決定している。PPC橋脚を対象とした既往の実験結果では、概ね終局回転角は $12/200(0.06rad)$ を示している。これに対し、プレキャストPC橋脚では、基部のロッキング挙動が卓越することにより、コンクリートの圧壊が遅延化するため、PPC橋脚に比べ大きな変形性能、終局回転角を示している（図-4.5.12）。したがって、本研究では、プレキャストPC橋脚の終局回転角が $12/200(0.06rad)$ を下回ることは無いと考え、その値として $12/200(0.06rad)$ を採用する。

$$\delta_u = \theta_u \cdot l \quad (\theta_u : \text{ここでは, } 0.06 \text{ とする}) \quad (4.5.9)$$

$$P_u = P_y \quad (4.5.10)$$

図-4.5.4にプレキャストPC橋脚の荷重－変位関係と前述した考え方に基づいて算定した骨格曲線を示す。終局変位についてみると、算定結果が実験結果を下回る結果となっている。これは、プレキャストPC橋脚の終局変位が基部におけるロッキング挙動の卓越により、PPC橋脚よりも大きくなるのに対して、終局回転角の値としてPPC橋脚を対象とした実験結果に基づいて設定しているためであり、安全側の評価といえる。

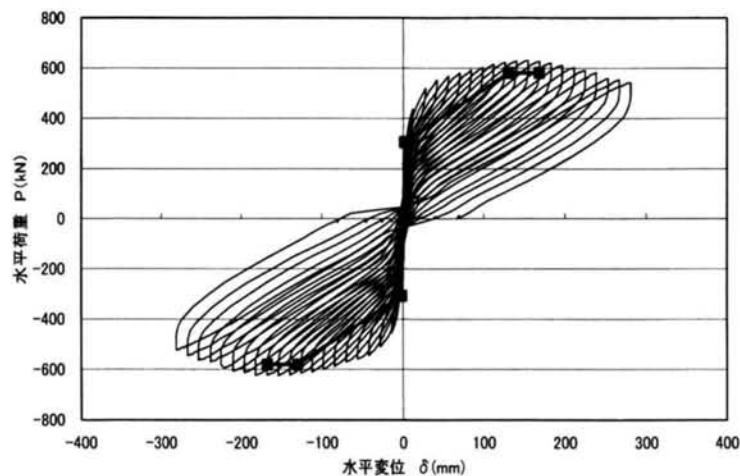


図-4.5.4 実験結果と簡易算定法による骨格曲線

4.5.2 提案手法に基づく耐震性能照査

本項では、前項において提案したプレキャスト PC 橋脚の骨格曲線の算定法に基づいて、実大レベルのプレキャスト PC 橋脚の骨格曲線を算定し、それをを用いたレベル 2 地震動下における耐震性能評価を地震時保有水平耐力法に準じてエネルギー一定則を用いて行う。

エネルギー一定則とは、橋脚の固有周期が比較的短周期の範囲では、弾性固有周期の等しい弾性系の最大ポテンシャルエネルギーと弾塑性系ポテンシャルエネルギーとは、降伏力に関わらずほぼ等しいとする考え方である。RC 橋脚の耐震設計では、二次剛性が無視できるほど小さいため弾塑性系として完全弾塑性モデルを用いて、弾性固有周期、許容靱性率などの構造特性と弾性加速度応答スペクトルから等価水平震度を算出する。そして、等価水平震度に重量を乗じたものを地震時に作用する水平力とし、それよりも橋脚の地震時保有水平耐力が大きいか否かでレベル 2 地震動に対する安全性を判定する。

これに対し、プレキャスト PC 橋脚では、骨格曲線においてひび割れ時 (δ_c, P_c) までの剛性を初期剛性とし、弾性限界点 (δ_y, P_y) までの剛性を二次剛性とする。したがって、エネルギー一定則による耐震性の評価では弾塑性系において二次剛性 (二次剛性比 γ) を考慮する必要がある。

以上より、ひび割れ時までの剛性を有する弾性系と二次剛性を有するプレキャスト PC 橋脚の弾塑性系のポテンシャルエネルギーが等しいとすると (図-4.5.5)、プレキャスト PC 橋脚の地震時における応答変位 δ_{\max} 、耐力 P_{\max} は次式のように示される。

$$\delta_{\max} = \frac{1}{\gamma} \left(\gamma - 1 + \sqrt{1 + \gamma \cdot \left\{ \left(\frac{W_e \cdot k_{hc}}{P_c} \right)^2 - 1 \right\}} \right) \delta_c \quad (4.5.11)$$

$$P_{\max} = P_c + \gamma \cdot K_1 (\delta_{\max} - \delta_c) \quad (4.5.12)$$

ここで、 W_e : 等価重量、 k_{hc} : 設計水平震度、 K_1 : 初期剛性 (P_c/δ_c) である。

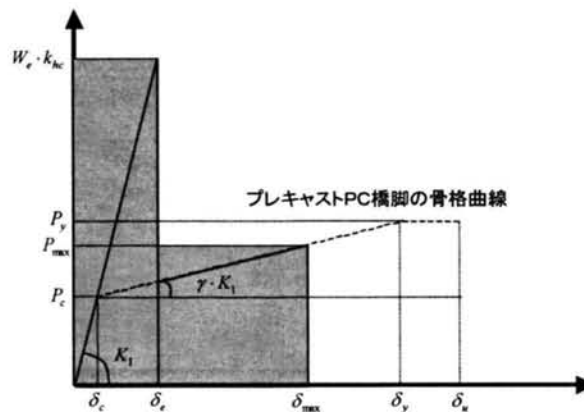


図-4.5.5 プレキャストPC橋脚へのエネルギー一定則の適用

本項で行った耐震性能評価では、二次剛性を考慮したエネルギー一定則と道路橋示方書による設計水平震度スペクトル、および、対象としたプレキャスト PC 橋脚の諸元より、地震時における同

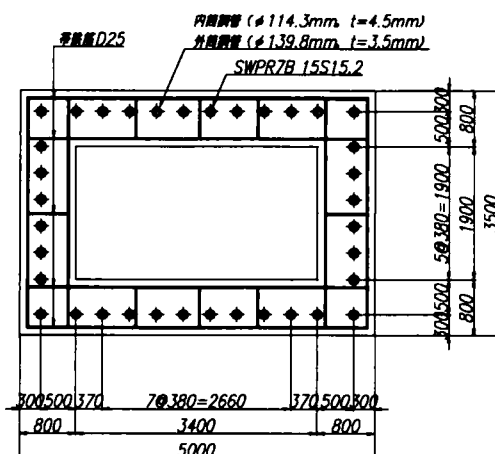
橋脚の最大応答変位, 水平耐力を算定し, それらの値がプレキャスト PC 橋脚の弾性限界点 (δ_y, P_y) より小さい場合, レベル 2 地震動に対する性能を満足しているものとする。

表-4.5.1に、耐震性能評価の対象とする実大プレキャストPC橋脚の諸元を示す。また、図-4.5.6にプレキャストPC橋脚の断面を示す。なお、地盤種別は、2種地盤を想定している。また、表-4.5.2に対象としたプレキャストPC橋脚のエネルギー一定則に基づくレベル2地震動に対する性能評価、さらに、図-4.5.7に、対象としたプレキャストPC橋脚の骨格曲線とエネルギー一定則により算定した同橋脚の地震時応答についても示す。

耐震性能評価の結果では、エネルギー一定則により求められるレベル 2、タイプ I、II 地震時におけるプレキャスト PC 橋脚の最大応答が、同橋脚の弾性限界点 (δ_y, P_y) よりも小さくなっている。すなわち、対象としたプレキャスト PC 橋脚がレベル 2 地震動に対して十分な耐震性能を有していることが分かる。

表-4.5.1 実大プレキャストPC橋脚の諸元

橋脚高さ	30 m	ひび割れ変位	17 mm
等価重量	17856 kN	ひび割れ耐力	3505 kN
橋脚のプレストレス量	5.5 Mpa	降伏変位	1730 mm
PC鋼材の有効プレストレス	0.5 σ_y	降伏耐力	5512 kN
		終局変位	1800 mm
		終局耐力	5512 kN



單位:mm

図-4.5.6 対象としたプレキャストPC橋脚の断面

表-4.5.2 エネルギー一定則によるプレキャストPC橋脚の耐震性能評価

等価重量		W	17856 kN				
弾性固有周期		T	0.59 s				
設計水平震度	(タイプⅠ地震動時)	k _{hc}	0.85				
	(タイプⅡ地震動時)	k _{hc}	1.75				
最大応答変位	(タイプⅠ地震動時)	δ_{max}	164 mm <	降伏変位	δ_y	1730 mm	
	(タイプⅡ地震動時)	δ_{max}	623 mm <	降伏変位	δ_y	1730 mm	
最大水平耐力	(タイプⅠ地震動時)	P _{max}	3677 kN				
	(タイプⅡ地震動時)	P _{max}	4214 kN				

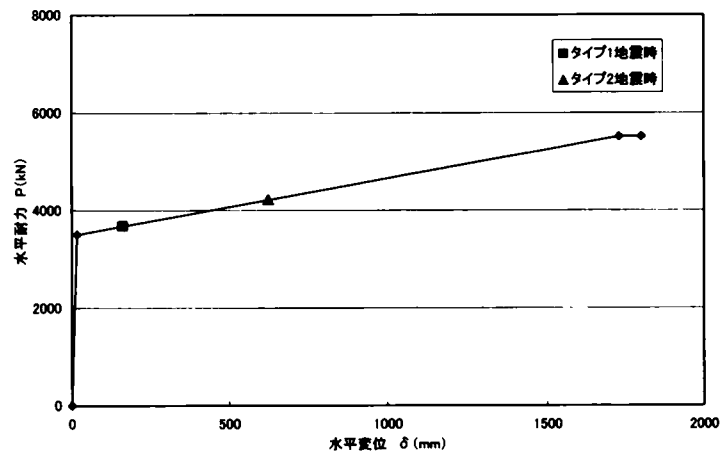


図-4.5.7 プレキャストPC橋脚の骨格曲線と地震時応答

4.5.3 まとめ

本検討では、プレキャストPC橋脚の実用化のために、試設計段階で耐震検討が簡便にできる手法を検討し、荷重－変位関係の骨格曲線を求める手法やエネルギー一定則を用いて応答を推定する方法を提案した。本結果をまとめると以下のようである。

- 1) プレキャストPC橋脚の変形を推定するのは、ひび割れ後アンボンド挙動を示すため、従来の手法を適用できないが、アンボンド部材の戴荷点変位とPC鋼材のひずみの関係式を適用することにより、式(4.5.7)を用いてPC鋼材の弾性限界点の変位を求めることができる。またそのときの荷重は、式(4.5.8)により、PC鋼材の弾性限界点の荷重として求めることができる。
- 2) 終局変位は、PPC橋脚に準じて、終局回転角を $12/200\text{rad}$ と定め、式(4.5.9)で求められる。この設定は、プレキャストPC橋脚の最大荷重の80%低下時が $20/200\text{rad}$ であり、1.6倍以上の余裕がある。
- 3) 以上の設定に基づいて、エネルギー一定則により地震時応答を簡易的に照査可能である。

4. 6 PC橋脚の耐震性に関する解析的検討

4.6.1 検討概要

鉄筋コンクリート（以下、RC）橋脚における耐震設計では、地震時非線形応答を簡便的に推定する方法として、一般的に Newmark ら¹⁾によるエネルギー一定則が用いられている。エネルギー一定則は、図-4.6.1に示すように、弾塑性応答の荷重－変位応答関係は弾性応答の荷重・変位応答の面積と等しいとするもので、弾性応答計算による荷重応答値を P_e 、降伏荷重を P_y とした場合、エネルギー一定則による応答塑性率 μ_a は、次式で表わされる。

$$\mu_a = \frac{1}{2} \times \left\{ \left(\frac{P_e}{P_y} \right)^2 + 1 \right\} \quad (4.6.1)$$

したがって、応答塑性率 μ_a を有する橋脚の必要な降伏荷重値 P_y は、式（4.6.1）を入れ替えることによって、次式となる。

$$P_y = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} P_e \quad (4.6.2)$$

構造物の弾塑性応答変位を推定する他の方法として、変位一定則がある。これは、弾塑性応答変位 δ は、弾性応答の最大変位 δ_e とほぼ等しいとするもので、その時の応答塑性率 μ_a' は、次式で表わされる。

$$\mu_a' = \frac{\delta_e}{\delta_y} = \frac{P_e}{P_y} \quad (4.6.3)$$

RC 橋脚におけるエネルギー一定則の適用性については、非線形応答解析と模型実験の比較などからこれまで十分検討されてきており、実用的な構造物の周期帯でエネルギー一定則は概ね成立する²⁾として、この考え方をういて各耐震設計基準が整備されている。

したがって、主たる地震時耐荷力を軸方向鉄筋と PC 鋼材によるプレストレスとしたパーシャルプレレストレストコンクリート橋脚（以下、PPC 橋脚）や PC 鋼材のみのプレレストレストコンクリート橋脚（以下、PC 橋脚）あるいは PC 橋脚で躯体をプレキャストセグメントとしたプレキャスト

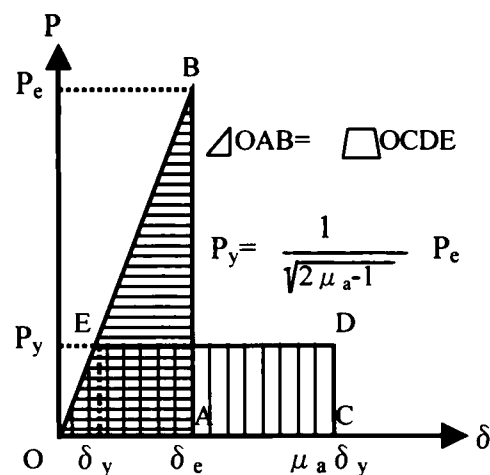


図-4.6.1 エネルギー一定則

PC 橋脚（以下、PCS 橋脚）でも、エネルギー一定則などの簡便的な方法で設計できるとすれば、実用設計の観点から望ましいことである。

しかし、PPC 橋脚や PC 橋脚および PCS 橋脚は、一般に RC 構造に比べて減衰が小さく、原点指向型に近い復元力特性を示す³⁾こと、PPC 橋脚の復元力特性はプレストレス導入量によって変化し、プレストレス導入量が多いほど、すなわち PC 橋脚に近づく程、原点指向型となって等価減衰定数および残留変位が小さくなる³⁾ことが示されている。さらに、新しく提案した PCS 橋脚では、変形性能が大きいため最大耐力 80%時低下時までの正規化累積吸収エネルギーで見れば、PPC 橋脚と変わらないものの、一サイクルの履歴曲線を見た場合には、PPC 橋脚に比較して履歴曲線の囲む面積がより小さく、履歴吸収エネルギー性能も小さいこと、復元力特性がひび割れ点や PC 鋼材の弾性限界点で特徴付けられることが 4. 2 節の正負交番載荷実験から明らかとなっている。このような履歴復元力特性を持つ場合のエネルギー一定則の適用性についてはこれまであまり研究が行われておらず、必ずしも明確になっていない。

そこで、本節では、新しく提案した PCS 橋脚のエネルギー一定則の適用性を明らかにすることを目的として、まず、RC と PPC および PC 橋脚の復元力特性の違いが応答値に与える影響を確認し、それらの構造へのエネルギー一定則の適用性について、1 質点系のモデルを用いた地震応答解析（非線形動的解析）を行うことによって検討する。ついで、新しく提案した PCS 橋脚について、簡易設計手法で想定した弾性限界点までの応答について、同様な解析から PCS 橋脚に対するエネルギー一定則の適用性について明らかにする。

4. 6. 2 PPC および PC 橋脚での検討

(1) 解析条件および方法

PPC および PC 構造へのエネルギー一定則の適用性は、過去に行われた RC 構造へのエネルギー一定則の適用性の検討⁴⁾と同様に、図-4. 6. 2 に示す 1 質点系モデルを対象に行うこととした。エネルギー一定則の適用性の検討手順は、図-4. 6. 3 の解析フローに示すように、各検討要因について弾性解析で最大作用荷重 P_e を算定するとともに、非線形動的解析を行うことにより応答塑性率 μ を算定し、エネルギー一定則による応答塑性率 μ_e と比較することによって検討するものとした。

検討要因としては、①復元力モデル、②地震波、③固有周期 (T_{eq}) および④復元力モデルの弾性応答最大作用荷重に対する降伏耐力の比 (P_y/P_e) とした。

RC 部材の復元力モデルとしては、RC 部材の復元力特性を良く表すといわれる武藤モデル⁵⁾があるが、除荷剛性が低下しないため、等価減衰定数が実際の RC 構造物と比較して大き目の値となる場合がある。そこで、本研究では、武藤モデルの除荷剛性を塑性率 μ に応じて低下させ、実際の RC 部材の挙動をより高い精度で表すことができる除荷剛性低下型武藤モデル⁶⁾（以下、RC モデルと称す）を用いる。このモデルでは、除荷時剛性 K を塑性率 μ に応じて、式 (4. 6. 4) のように低下させている。等価減衰定数を図-4. 6. 4 に、RC モデルを図-4. 6. 5 に示す。

$$K = \mu^{-1/\mu} \cdot K_y \quad (K_y : \text{降伏剛性}) \quad (4.6.4)$$

PPC 橋脚の復元力特性は、文献 3) の正負交番載荷実験結果によれば、RC 橋脚に対する PPC 橋脚の等価減衰定数の減少割合と、RC 橋脚に対する PPC 橋脚の残留変位の減少割合が、ほぼ比例関係にあるとしている。

そこで、PPC 橋脚の復元力モデルは、簡単のために、図-4.6.6 に示すように RC モデルの残留変位 δ_{RC} を低下させた PPC モデルとし、解析パラメータとして、70%、50%、30%と減少させた場合を検討する。この場合、等価減衰定数は、RC モデルと比較して、残留変位の低下率と同じ比率で低下する。また、橋脚の主鋼材として PC 鋼材しか配置しないいわゆる PC 橋脚の復元モデルとしては、PPC モデルにおいて、残留変位が 0%（原点指向型）で等価減衰定数が 0%となる図-4.6.6 の PC0 モデルとして解析する。以下では、これら PPC 橋脚および PC 橋脚を想定した復元力モデルを総称して PC モデルと称す。

地震波としては、道路橋示方書 V 編⁷⁾に示される I 種地盤におけるタイプ I およびタイプ II 地震波とした。ただし、ここでの固有周期 T_{eq} は降伏時剛性での固有周期とし、地震波は加速度応答スペクトルの周期帯の乱れの少ない文献 6) のスペクトルフィッティング波とした。使用した地震波の加速度応答スペクトルおよび地震波形を図-4.6.7 に示す。

以上の検討要因における解析パラメータおよびその他の解析条件を表-4.6.1 に示す。

解析結果としては、応答塑性率の他に、正側と負側の最大応答変位の絶対値の比率 $\min \mu / \max \mu$ と残留変位量 δ_r も併せて算出した。

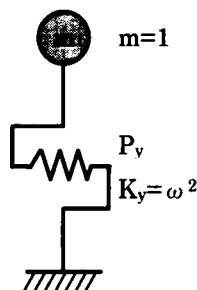


図-4.6.2 解析モデル

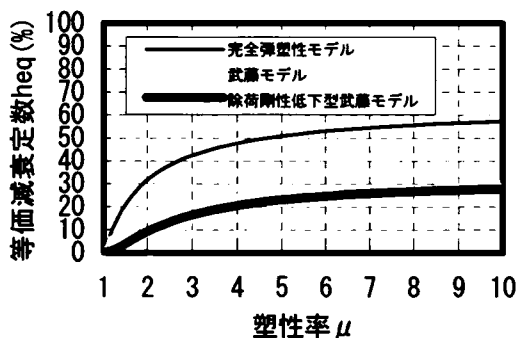


図-4.6.4 等価減衰定数

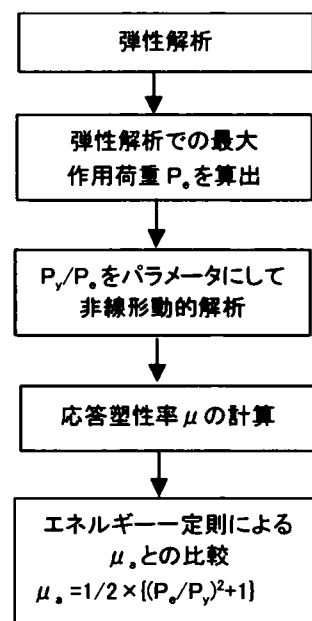


図-4.6.3 解析フロー図

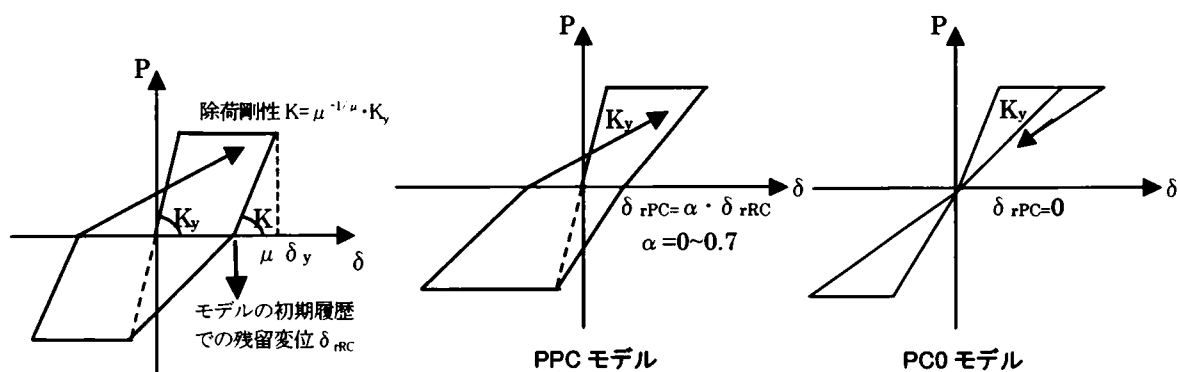


図-4.6.5 RCモデル(ひび割れ点省略)

図-4.6.6 PCモデル(ひび割れ点省略)

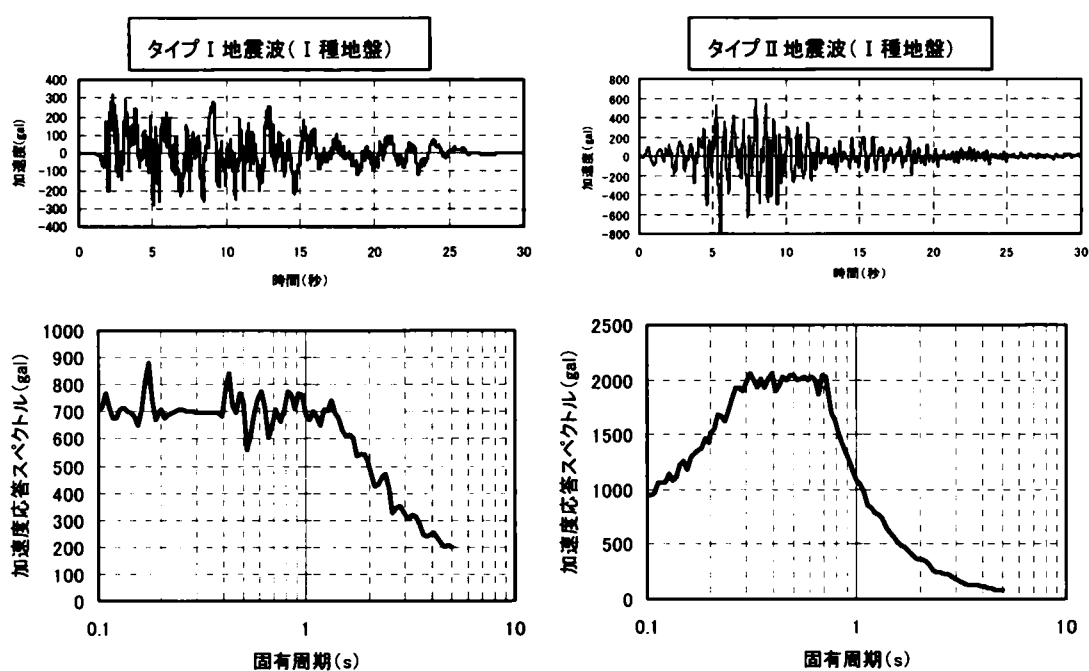


図-4.6.7 使用した地震波形および加速度応答スペクトル

表-4.6.1 検討要因および解析条件

検討要因	解析パラメータ
復元力モデル	RCモデル PPCモデル (PC70, PC50, PC30) PCモデル (PC0)
地震波	I種地盤; タイプIおよびタイプII地震波
固有周期 T_{eq}	$T_{eq} = 0.3, 0.6, 0.9, 1.2$ 秒
降伏耐力/弾性応答最大作用荷重 P_y/P_e	$P_y/P_e = 1.0 \sim 0.2$
解析条件	内 容
積分方法	Newmark の β 法
減衰	弾性解析, 非線形解析ともに 5%

(2) タイプ I 地震波に対する結果

タイプ I 地震波による結果のうち、復元力モデルの違いによる履歴応答性状の違いを、一例として RC モデル、PC50 モデル（残留変位 $\delta_{rRC}=50\%$ ）および PC0 モデル（残留変位 $\delta_{rRC}=0\%$ ；原点指向型）について比較した結果を図-4.6.8 に示す。ここで、固有周期は $T_{eq}=0.6$ 秒で $P_y/P_e=0.3$ の場合について示している。

本結果から、RC モデルは履歴ループを数多く描く複雑な履歴応答となり、降伏以後、片側に偏った応答になっていることがわかる。またその結果、残留変位 δ_r/δ_y は最も大きくなっていることがわかる。そのため、最大応答塑性率（ δ_{max}/δ_y 、 δ_y ：降伏時変位）自体は、RC モデルも PC モデルも結果的にあまり変わらない値となっている。ただし、正側と負側の最大応答の絶対値の和を考えた場合では、PC0 モデルが最も大きくなることがわかる。また、正側と負側の最大応答の絶対値の比（ $\min(\mu^+, |\mu^-|)/\max(\mu^+, |\mu^-|)$ ）を計算すると、PC0 モデルが最も大きく、正側と負側の応答差が小さいことがわかる。

タイプ I 地震波は、プレート境界型の大規模地震を想定した地震波であり、波の繰返し数が多いことから履歴ループが数多く描かれるため履歴減衰（等価減衰定数）が応答変位に与える影響が大きいものの原点指向が強いモデルほど正負のバランスが保たれ、結果的に最大応答値はあまり変わらないことがわかる。

タイプ I 地震波の場合の各復元力モデルの応答塑性率 μ と P_y/P_e の関係を図-4.6.9 に示す。図中には、エネルギー一定則による値と変位一定則による値も示している。ちなみに、 $P_y/P_e=0.3$ のとき、エネルギー一定則による応答塑性率 μ_a は 6 程度と計算される。また、各 P_y/P_e に対応する応答塑性率 μ とエネルギー一定則で計算される塑性率 μ_a との比（ μ/μ_a ）との関係を図-4.6.10 に示す。

タイプ I 地震波では、RC モデル、PC モデルとも $T_{eq}=0.9$ 秒までは、エネルギー一定則の推定値より大き目の応答となっているが、 $T_{eq}=1.2$ 秒では P_y/P_e が小さくなるにつれて、エネルギー一定則よりも小さくなる傾向を示し、変位一定則に近づく傾向を示している。また、復元力モデルによる差は、PC0 モデルを除いてほとんど見られず、PC モデルもほぼ RC モデルと同じ応答値を示した。このことから、波の繰返し数が多いタイプ I のような地震波に対しても、等価減衰定数が 30% 以上であれば、応答変位は履歴減衰の影響をほとんど受けないことがわかる。

PC0 モデルは、他のモデルと比較して応答変位が大きくなり、固有周期が $T_{eq}=0.3\text{sec}$ と小さく、降伏荷重値が $P_y/P_e=0.4$ 程度以下では、応答塑性率が他のモデルの応答塑性率の 2 倍程度と大きくなるが、固有周期が大きくなるにつれて応答塑性率の差は小さくなる。例えば、 $T_{eq}=0.6\text{sec}$ では、他のモデルの応答塑性率の 1.3 倍程度となる。これは、タイプ I 地震波では、等価減衰定数が応答変位に与える影響が大きいために、等価減衰定数が 0 である PC0 モデル（残留変位 0%）の応答変位が大きくなるとともに、固有周期が $T_{eq}=0.3\text{sec}$ と小さい場合には、塑性化によって固有周期が伸びても地震エネルギーが 1.2 秒程度まではほぼ一定であり、長周期化による地震力低減の効果が得られなかったためと考えられる。

次に、各復元力モデルの P_y/P_e と δ_r/δ_y の関係を図-4.6.11 に示す。残留変位 δ_r は、固有周期にかかわらず、復元力モデルの残留変位 δ_{rRC} が小さいモデルほど小さくなっている。しかも、例えば PC70 モデルでは、非線形応答解析での残留変位が RC モデルのケースの 50% 以下になる場合が

多く、復元力モデルの残留変位の比率 $\delta_{rPC}/\delta_{rRC}$ 以上に、地震時の残留変位が低減される傾向がある。

各復元力モデルについて P_y/P_e と正負の最大応答変位の絶対値の比との関係を図-4.6.12 に示す。RCモデルの場合は、正負の応答変位が相当大きく異なり、片側に変位が大きく偏るが、PCモデルの場合は、復元力モデルの残留変位の割合が小さいものほど変位が片側に偏りにくい。また、RCモデル、PCモデルに共通して、 P_y/P_e が小さいほど、また固有周期 T_{eq} が小さいほど片側に変位が偏っている。

以上より、タイプ I 地震波では、PCモデル、RCモデルとも応答塑性率は、 $T_{eq}=0.9$ 秒までは、エネルギー一定則の推定値より大き目の応答となり、エネルギー一定則を適用する場合に留意が必要であるが、PCモデルとRCモデルはほとんど変わらない応答性状となることが明らかとなった。したがって、PCモデルにエネルギー一定則を適用しても、RCの場合と同様な精度を確保できるものと考えられる。ただし、PC0モデルは、特に固有周期が小さい領域 ($T_{eq}=0.6$ 秒以下) では、他のモデルよりも応答塑性率が大きくなる傾向となることに留意する必要があるが、その値は、最大でも2倍の応答塑性率である。

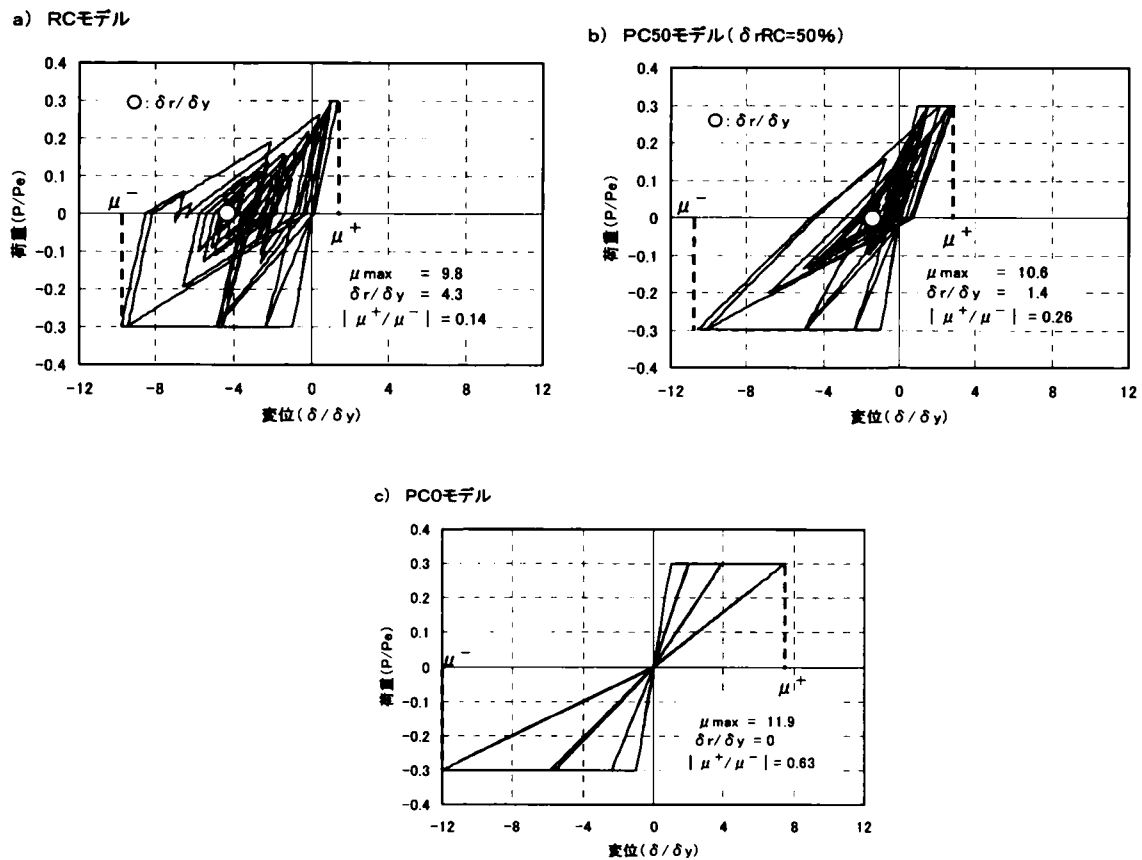


図-4.6.8 各復元力モデルの履歴応答(タイプ I 地震波, $T_{eq}=0.6$ 秒, $P_y/P_e=0.3$)

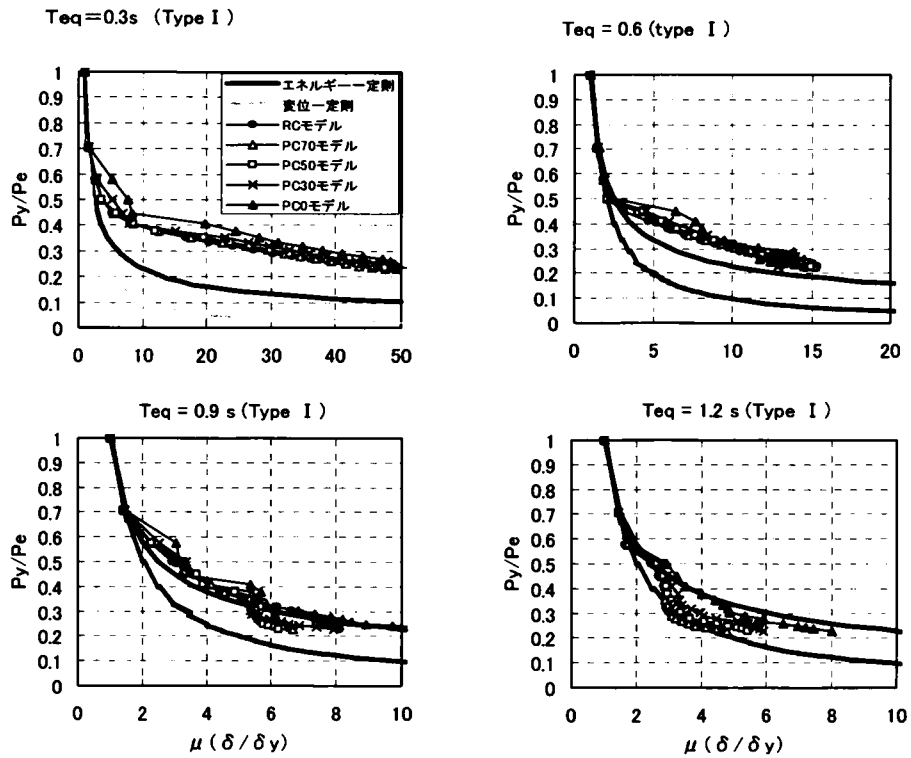


図-4.6.9 各復元力モデルの応答塑性率 μ と P_y/P_e の関係(タイプ I 地震波)

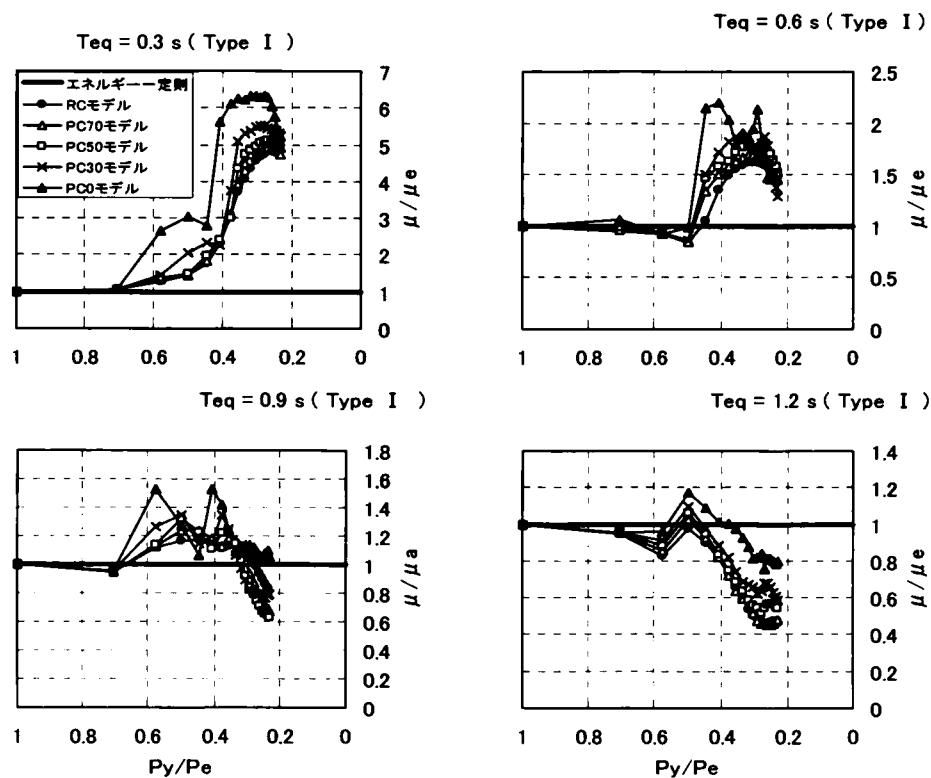


図-4.6.10 各復元力モデルの P_y/P_e と μ/μ_a (μ_a :エネルギー一定則による塑性率)との関係(タイプ I 地震波)

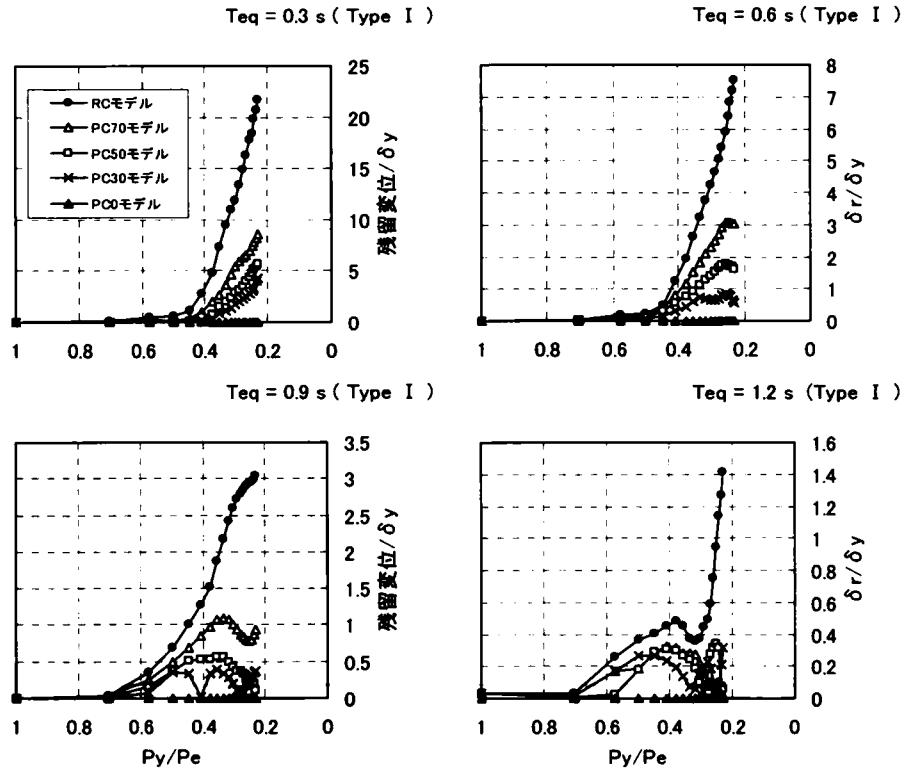


図-4.6.11 各復元力モデルの P_y/P_e と δ_r/δ_y の関係 (タイプ I 地震波)

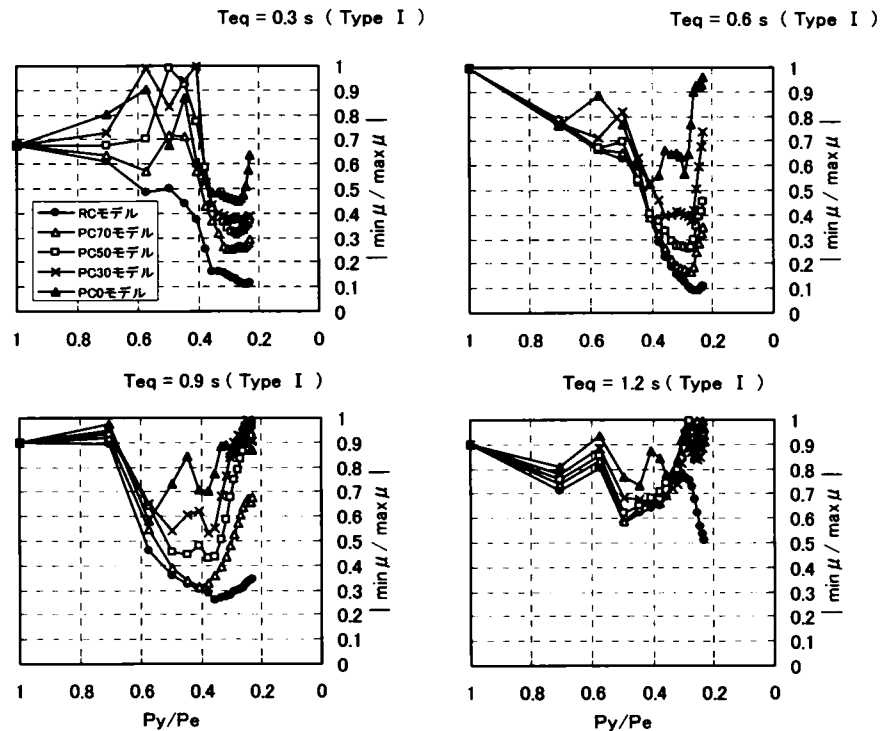


図-4.6.12 各復元力モデルの P_y/P_e と正負の最大応答変位の絶対値の比 (タイプ I 地震波)

(3) タイプⅡ地震波に対する結果

タイプⅡ地震波の場合の各復元力モデルの応答塑性率 μ と P_y/P_e の関係を図-4.6.13に、 P_y/P_e と μ/μ_a の関係を図-4.6.14に示す。

タイプⅡ地震波では、RCモデル、PCモデルともその応答塑性率は $T_{eq}=0.6$ 秒以上ではエネルギー一定則よりも小さ目の応答を示した。この傾向は P_y/P_e が小さくなるにつれて顕著になる。また、復元力モデルによる差もほとんど見られず、PCモデルは、ほぼRCモデルと同じ応答値を示した。PC0モデルも、タイプⅠ地震波の結果とは異なり、 $T_{eq}=0.3$ 秒以外では、他のモデルと同じような応答を示している。

これは、内陸性の直下型地震であるタイプⅡ地震波は、数波の大きな揺れに支配され、数多くの履歴ループが描かれず、等価減衰定数の違いが応答変位に表われにくいためと考えられる。

次に、タイプⅡ地震波の場合の各復元力モデルの P_y/P_e と δ_r/δ_y の関係を図-4.6.15に示す。タイプⅠ地震波の場合と同様に、残留変位は、固有周期にかかわらず復元力モデルの残留変位 δ_{rRC} が小さいモデルほど小さくなっているが、その比率は固有周期や P_y/P_e の値によって異なっており、復元力モデルの残留変位の比率 $\delta_{rPC}/\delta_{rRC}$ が必ずしも非線形応答解析での残留変位量に反映されていないことがわかる。これは、タイプⅡ地震波の加速度応答スペクトルが $T_{eq}=0.7$ 秒以降急激に変化するため、塑性化にともなう長周期化や等価減衰定数の増加量によって、入力地震波の加速度応答スペクトルの値が大きく変化し、構造物の履歴応答が大きく異なってくることが原因であると考えられる。

最後に、タイプⅡ地震時の P_y/P_e と正負の最大応答変位の絶対値の比の関係を図-4.6.16に示す。タイプⅡ地震波の場合も、PCモデルは、RCモデルと比較して片側に変位が偏りにくいと言える。しかし、前述のとおり、固有周期が0.6秒と0.9秒の間で加速度応答スペクトルの急激な変化があるため、タイプⅠ地震波の時のような固有周期や P_y/P_e の値に対する明確な傾向は見られない。

以上より、タイプⅡ地震波では、RCモデル、PCモデルともその応答塑性率は $T_{eq}=0.6$ 秒以上ではエネルギー一定則よりも小さ目の応答を示し、PC0モデルも含めて、復元力モデルによる差もほとんど見られないことが明らかとなった。したがって、PCモデルにエネルギー一定則を適用することに特に問題はないものと考えられる。

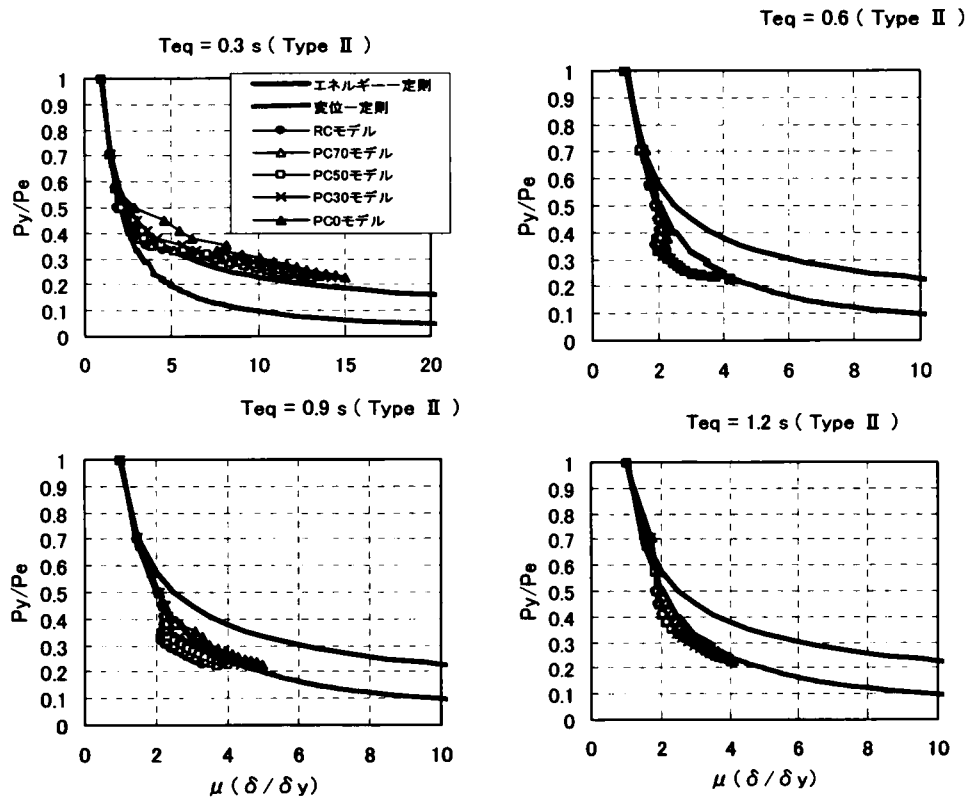


図-4.6.13 各復元力モデルの応答塑性率 μ と P_y/P_e の関係(タイプII地震波)

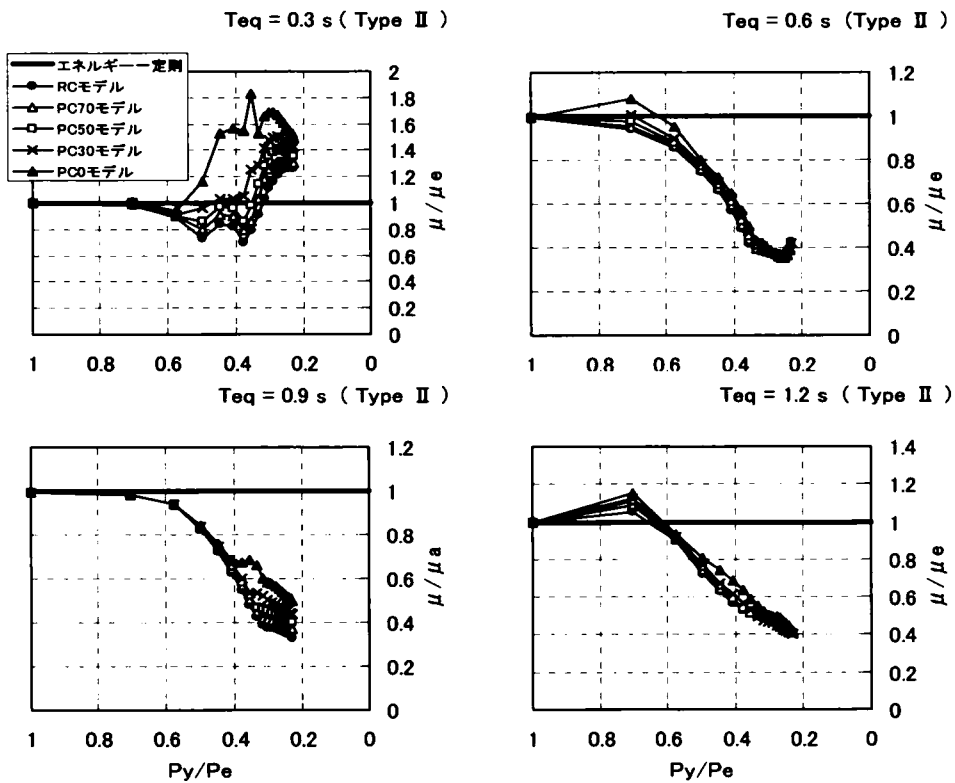


図-4.6.14 各復元力モデルの P_y/P_e と μ/μ_a (μ_a :エネルギー一定則による塑性率)との関係(タイプII地震波)

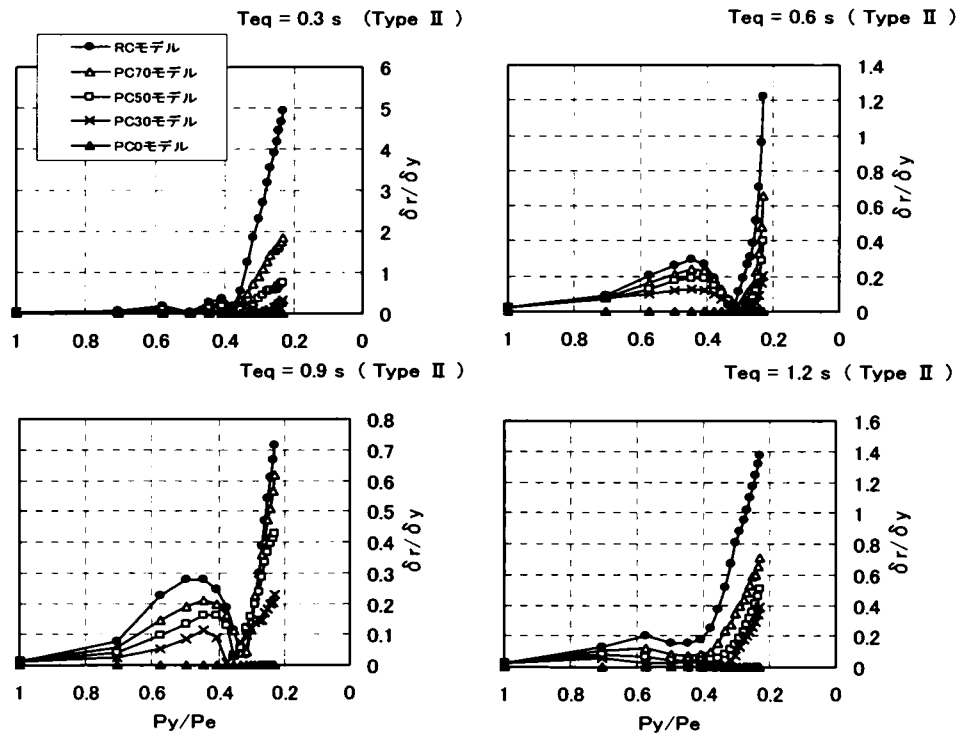


図-4.6.15 各復元力モデルの P_y/P_e と $\delta r / \delta y$ の関係 (タイプⅡ地震波)

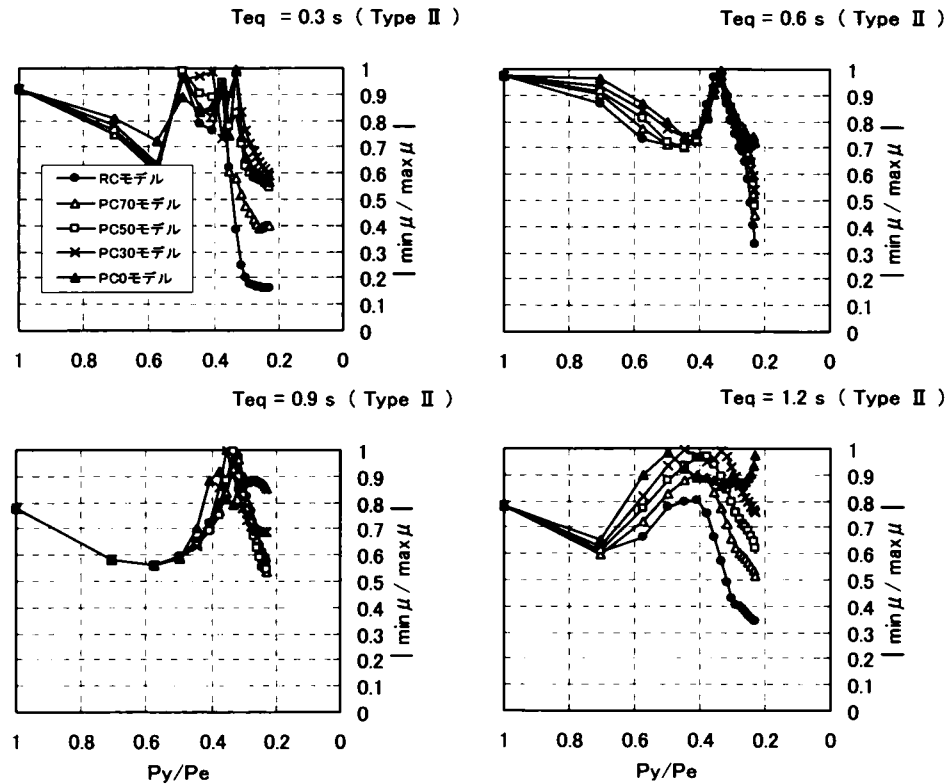


図-4.6.16 各復元力モデルの P_y/P_e と正負の最大応答変位の絶対値の比 (タイプⅡ地震波)

4.6.3 プレキャストPC 橋脚での検討

(1) 解析条件および方法

プレキャストPC 橋脚の場合, PC0モデルをプレキャストPC 橋脚の復元力特性として用いた場合, 実際よりも履歴吸収エネルギー性能を過大に評価している可能性がある。また, プレキャスト PC 橋脚の復元力特性では, PC 鋼材が弾性挙動を示している間は, ひび割れ発生点と PC 鋼材の弾性限界点で特徴付けられる二次剛性が発現する。したがって, プレキャスト PC 橋脚の復元力特性を示す単純化モデルとしては, 安全側として履歴吸収エネルギー性能が無く, かつ, 二次剛性を有するものが考えられる。

そこで, 本項では, 図-4.6.17 に示すようなバイリニア型の骨格曲線のみを有する履歴モデル (以下, PCS モデルと称する) を想定し, 4.6.2 と同様に一自由度系に対する解析的検討を行うことにより, プレキャストPC 橋脚に対するエネルギー一定則の適用性について明らかにする。

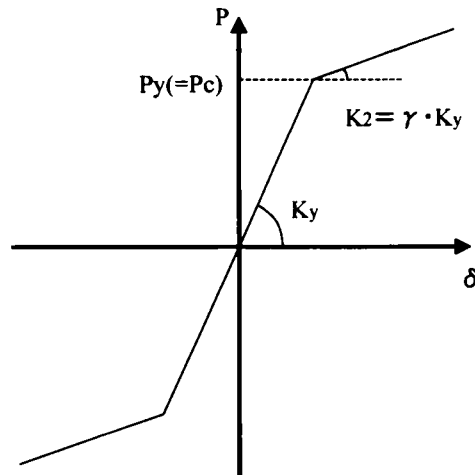


図-4.6.17 プレキャストPC 橋脚の履歴モデル(PCSモデル)

検討要因としては, ①地震波 (I 種地盤におけるタイプ I およびタイプ II 地震波), ②固有周期 T_{eq} (0.3, 0.6, 0.9, 1.2), ③復元力モデルの降伏耐力/弾性応答最大荷重 P_y/P_e (1.0~0.2) の 4.6.2 と同様の要因と PCS モデル特有の④二次剛性比 γ (0.0, 0.02, 0.05, 0.1, 0.15) とした。ただし, P_y は, ひび割れ時耐力 P_c と置き換えて考えるものとし, γ の範囲については, 実験試験体 (せん断スパン比=4) での値と実構造物のせん断スパン比を考慮して設定した。その他の解析条件は, 4.6.2 と同様とした。また, 解析フローについても同様である。

(2) タイプ I 地震波に対する結果

タイプ I 地震波の場合について, 各二次剛性比における各 P_y/P_e に対応する応答塑性率 μ とエネルギー一定則で計算される塑性率 μ_a との比 (μ/μ_a) との関係を図-4.6.18 に示す。

解析結果を見ると, 4.6.2 で PC0 モデルを用いて得られた解析結果 (図-4.6.10) とほぼ同様の傾向を示していることが分かる。すなわち, 固有周期が大きくなるにつれて, μ/μ_a の値は小さく

なり、エネルギー一定則から算出される塑性率との差が小さくなっている。さらに、固有周期を 1.2 秒とした場合に、エネルギー一定則による塑性率よりも応答値が小さくなっている点についても同様である。また、 μ/μ_a の値的にも、PCS モデルで $\gamma=0$ の場合は、PC0 モデルとほぼ同様な値を示している。

一方、二次剛性比 γ による相違では、固有周期を 0.3 秒とした場合には、 γ が大きくなることにより、応答塑性率の差が小さくなる傾向が確認できるが、固有周期が 0.6 秒より長くなると γ による明確な傾向は確認できない。ただし、二次剛性の相違による差は小さくなく、タイプ I 地震波に対するエネルギー一定則の適用性が、二次剛性によって著しく低下することはないと言える。

以上より、4.6.2 で得られた結論と同様に、タイプ I 地震波に対しては、固有周期が小さい領域 ($T_{eq}=0.6$ 秒以下) で、かつ、 P_y/P_e が 0.4 以下の場合には、応答塑性率はエネルギー一定則での推定値の 2 倍以上になる場合があるが、それ以外の条件では、応答塑性率は概ねエネルギー一定則での推定値の 0.6 から 1.5 の範囲にあり、二次剛性を有する PCS モデルを用いたプレキャスト PC 橋脚の設計においてエネルギー一定則を適用しても一定の精度が得られるものと考えられる。

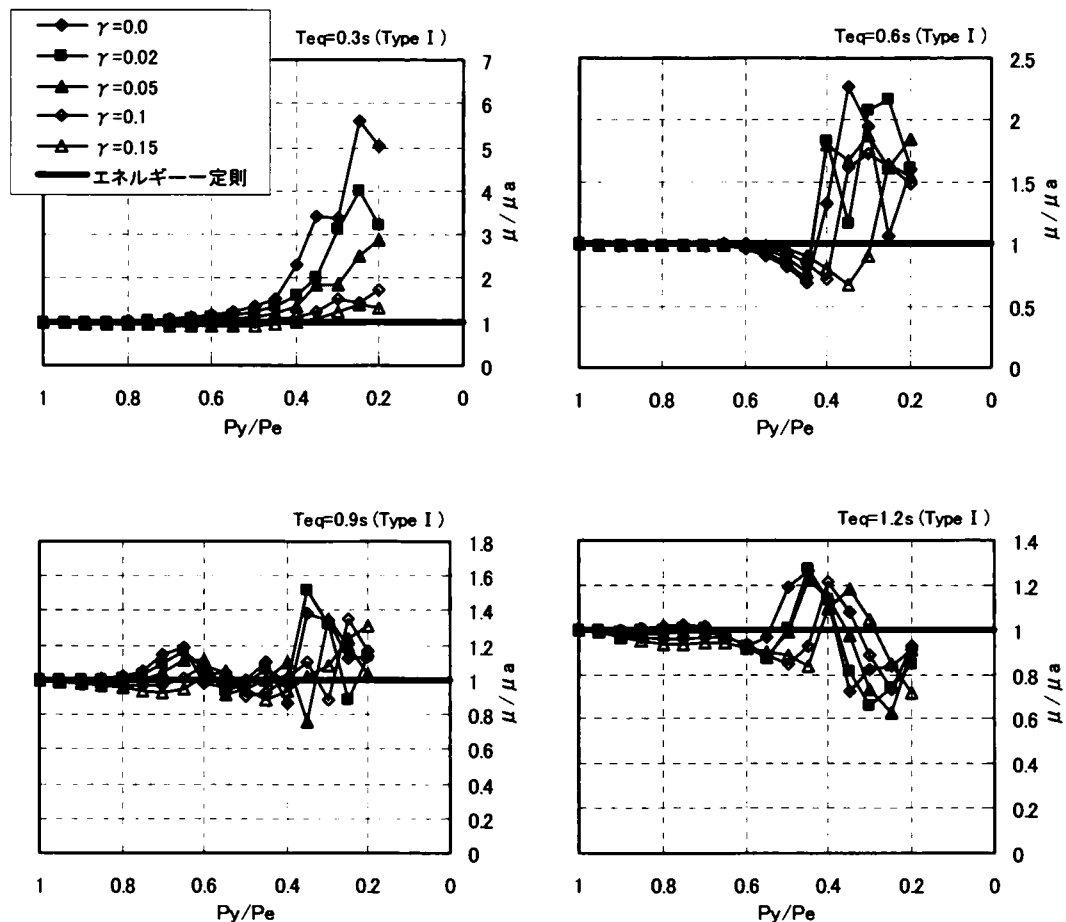


図-4.6.18 各二次剛性比に対する P_y/P_e と μ/μ_a (μ_a :エネルギー一定則による塑性率)の関係 (タイプ I 地震波)

(3) タイプⅡ地震波に対する結果

タイプⅡ地震波の場合について、各二次剛性比における各 P_y/P_e に対応する応答塑性率 μ とエネルギー一定則で計算される塑性率 μ_a との比 (μ/μ_a) との関係を図-4.6.19に示す。

タイプⅡ地震波に対しても、4.6.2でPC0モデルを対象として得られた解析結果と同様の傾向が確認できる。すなわち、固有周期0.6秒以降においては、応答塑性率 μ は、 P_y/P_e の値によって一部エネルギー一定則で算出される塑性率 μ_a よりも大きい領域があるが、ほとんどが μ_a より小さくなっている。

一方、二次剛性 γ による相違もタイプⅠ地震波に対する解析結果よりも小さくなっており、タイプⅡ地震波においても γ が、エネルギー一定則の適用性に大きな影響を与えることは無いものと考えられる。

以上より、タイプⅡ地震波に対しても、PCSモデルを用いたプレキャストPC橋脚の設計においてエネルギー一定則を用いても問題は無いものと考えられる。

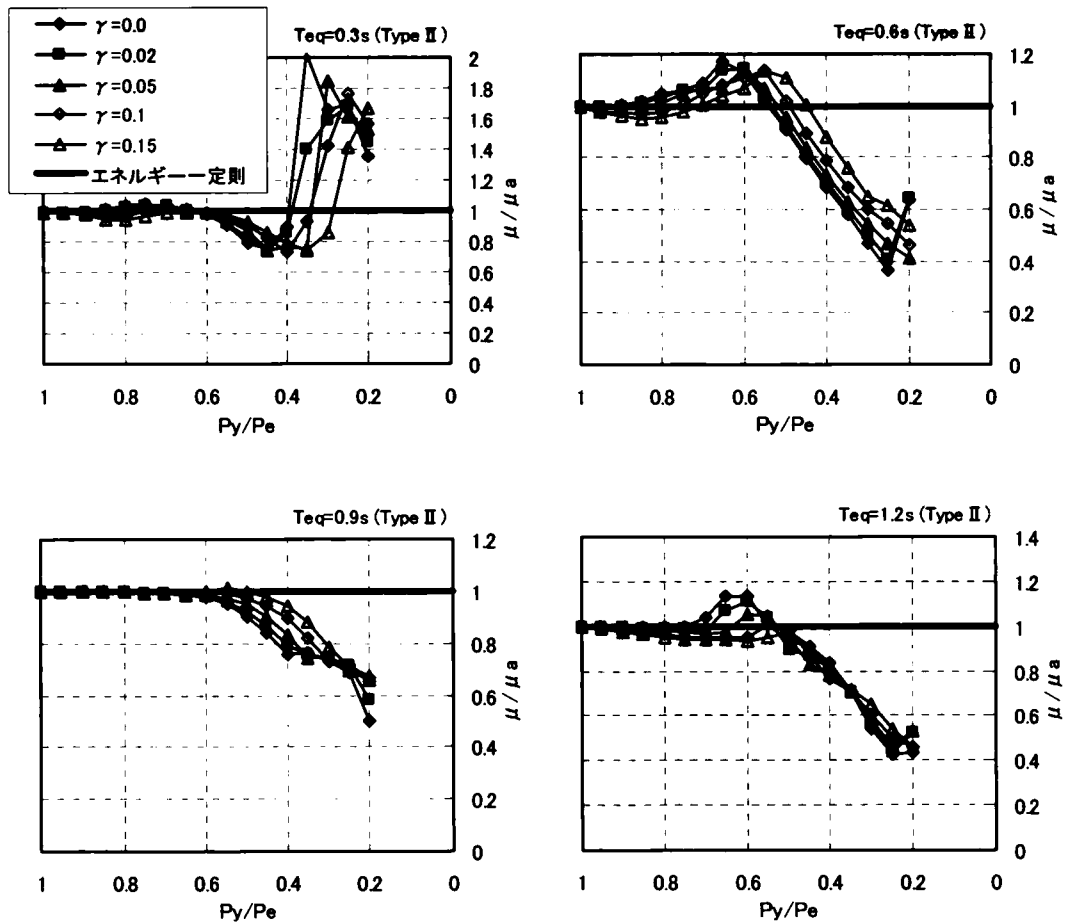


図-4.6.19 各二次剛性比に対する P_y/P_e と μ/μ_a (μ_a :エネルギー一定則による塑性率)の関係
(タイプⅡ地震波)

4.6.4 まとめ

本節では、新しく提案したPCS橋脚のエネルギー一定則の適用性を明らかにすることを目的として、まず、RCとPPCおよびPC橋脚の復元力特性の違いが応答値に与える影響を確認し、それらの構造へのエネルギー一定則の適用性について、1質点系のモデルを用いた地震応答解析（非線形動的解析）から検討した。次いで、新しく提案したPCS橋脚について、簡易設計手法で想定した弾性限界点までの応答について、同様な解析からエネルギー一定則の適用性について検討した。得られた結果をまとめると、以下の通りである。

- 1) 等価減衰定数がRC橋脚の30%程度以上のPPC橋脚は、RC橋脚とほぼ同じ応答塑性率を示し、固有周期0.6秒以下の短周期帯の構造物で、弾性応答荷重に対する降伏耐力の比を低くしすぎなければ、エネルギー一定則で概ね安全側に評価できる。
- 2) 等価減衰定数を0%としたPC橋脚（PC0モデル）は、タイプⅠ地震波のような繰り返し数が多い地震波に対して、固有周期が0.3秒以下の短周期では応答塑性率が大きくなる傾向にあるが、他のモデルに比較して最大でも2倍程度である。タイプⅡ地震波に対しては、他のモデルと同様な応答性状であり、等価減衰定数を0%としたPC部材も、固有周期0.6秒以下の短周期帯の構造物で、弾性応答荷重に対する降伏耐力の比を低くしすぎなければ、エネルギー一定則で概ね安全側に評価できる。
- 3) PC橋脚の残留変位量は、RC橋脚よりも大幅に小さくなる傾向があり、復元力モデルの残留変位の比率以上に地震時の残留変形を減少させることが出来る場合もある。また、PC橋脚は、RC橋脚と比較して、正負の最大応答変位量の差が小さいため、効率良く地震エネルギーを吸収できる。
- 4) 提案したPCS橋脚の復元力特性を表す単純化モデルとして、履歴吸収エネルギー性能が無く、かつ、二次剛性を有するバイリニアアの骨格曲線としたPCSモデルで検討したところ、タイプⅠ地震波ならびにⅡ地震波に対して、PC0モデルとほぼ同様の応答傾向が確認できた。
- 5) 以上より、プレキャストPC橋脚も、タイプⅠ地震波に対して、固有周期が小さい領域（ $T_{eq}=0.6$ 秒以下）で P_y/P_e が0.4以下の場合を除き、また、タイプⅡ地震波に対して固有周期0.3秒以下で P_y/P_e が0.4以下の場合を除き、エネルギー一定則で概ね安全側に評価できるものと考えられる。

4. 7 プレキャストPC橋脚の施工法の検討

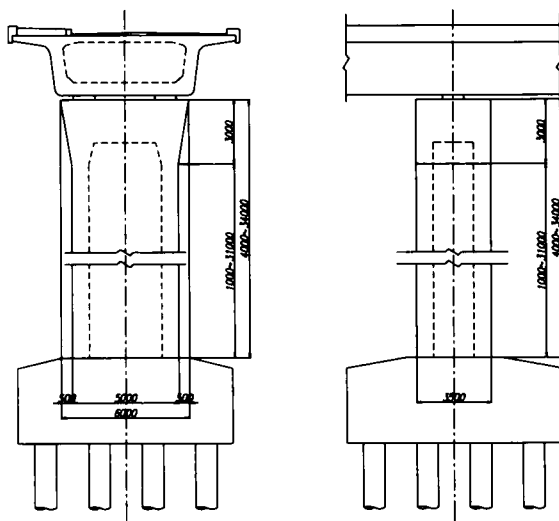
プレキャスト PC 橋脚は、過去にあまり検討されたことがないため、その施工法について検討するため、海上における施工の場合ならびに地上における施工の場合について、工期、施工費について一般の RC 橋脚と比較する。

4.7.1 海上橋における検討

(1) 検討概要

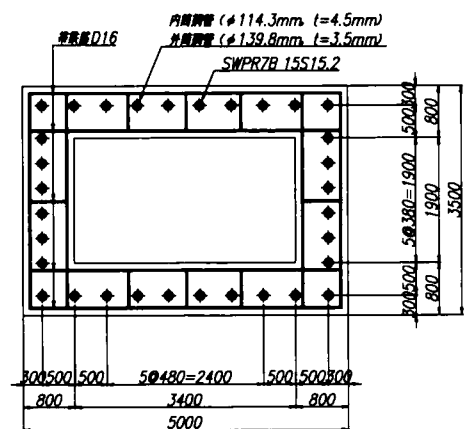
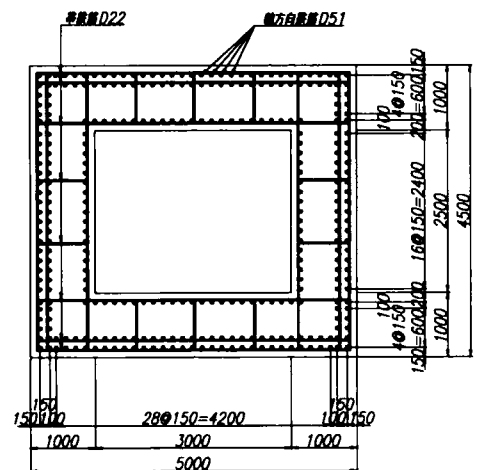
検討にあたっては、離島架橋を想定し、プレキャストのメリットが発揮されと考えられる橋長 2km 以上の図-4.7.1 に示すような海上架橋の橋脚を対象とする。橋脚高さは、航路通過地点では 30m 程度になると考えられるが、施工検討には簡単のため、平均的な高さとして 15m を想定する。また、橋脚の断面は、景観的観点や施工の観点から橋脚高さに応じて変化させないものとし、同一の形状と仮定する。プレキャストセグメント橋脚ならびに RC 橋脚の断面諸元は、図-4.7.2 に示すように、4.3 節で試設計した断面とする。

施工条件としては、プレキャストセグメント PC 橋脚のセグメントは、架橋起点側の 1 箇所に製作ヤードを設置して製作し、十分な保管ヤードがあるものとした。海上部の施工は、橋脚設置地点まで台船にて運搬し、起重機船にて架設するものとした。



単位:mm

図-4.7.1 対象海上架橋



単位:mm

図-4.7.2 断面諸元

一方、比較としてのRC橋脚は、橋脚施工地点で鉄筋・型枠を組み立て、コンクリートポンプ船によって現場打設するものとした。以上ならびにその他の検討条件を表-4.7.1に示す。

表-4.7.1 検討条件

項 目	条件
対象, 地域	離島架橋を想定した多径間連続橋, 九州地方
設 計 荷 重	活荷重; A活荷重, 舗装: アスファルト舗装(車道 $t=60\text{mm}$, 歩道 $t=30\text{mm}$)
橋長, 支間	橋長; 2,000m, 支間; 40+32@60+40 m(連続桁部支間 60m)
幅 員	9.75m(車道 7.25m, 歩道 2.5m)
橋脚数, 高さ	橋脚数 35 基, 高さ; 15m(平均)
使用材料	コンクリート; 40N/mm^2 (PC 橋脚), 30N/mm^2 (RC 橋脚) PC 鋼材; SWPR7B15S15.2, 鉄筋; SD345, 鋼管; STK400
地盤種別, 設計水平震度, 支 承 条 件	Ⅱ種地盤, 地域別補正係数 C地域 タイプBの反力分散査
検 討 水 深	-5m

(2) 橋脚セグメントの製作方法

橋脚セグメントは、1基の型枠設備でセグメントを1個ずつ製作するショートラインマッチキャスト方式により製作することを考える。

橋脚セグメントの製作方法としては、橋梁上部工のように橋脚を横に寝かせた状態でマッチキャスト方式で製作する方法と橋脚を縦のままの状態で作ることが考えられる。両者の得失を検討したものを表-4.7.2に示す。

設備的には高さが高くなる分大掛かりとなるが、橋脚を立ての状態で作ったほうが、橋脚を横にした状態で製作する方法に比べて、①橋脚側面が全て型枠仕上げのため一様な仕上がりで美観が良くなる、②支保工の必要がなく、単純な型枠設備で製作できる、などの利点があると考えられる。

図-4.7.3に橋脚セグメントの製作フローならびに図-4.7.4に製作要領図を示す。

中空断面橋脚の場合の製作手順としては、内型枠をセットした後、あらかじめ鉄筋ヤードで組み立てておいた鉄筋ユニットや外鋼管を組み込み、外型枠を設置して、コンクリート打設となる。橋脚のNo.2セグメントからは、下の既設セグメント(OLDセグメント)を型枠代わりに用いて、マッチキャストさせてコンクリートを打設する。硬化後、NEWセグメントをクレーン設備でOLDセグメントから一旦切り離し、その間にOLDセグメントを横に搬出し、NEWセグメントを下段に移動させて、OLDセグメントとする。このように、セグメントをだるま落とし式に移動して順次製作する。

本製作方法によれば、従来の橋脚施工と何ら変わりなく鉛直線を製作の基準とできるために、橋梁上部工のセグメント製作よりも、管理は比較的簡単であると考えられる。本製作方法における標準的な1セグメント製作標準サイクルを、表-4.7.3に示す。橋梁上部工と同様に早強コンクリートを用いた場合は、養生時間の短縮を図ることができ、1日に1セグメントの製作が可能と考えられる。なお、普通コンクリートの場合は、強度発現時間を考慮すると2日サイクル(実質1.5日)になるものと考えられる。

表-4.7.2 橋脚セグメントの製作方法の比較

	横方向ショートラインマッチキャスト方式	鉛直方向ショートラインマッチキャスト方式
製作方法	橋脚を横にした状態でショートラインマッチキャスト方式で製作する。 製作方法、製作設備は橋梁上部工のプレキャストセグメント工法とほぼ同様であり、内枠には開閉機構や上面荷重支持のための支保工を必要とする。	橋脚を縦のまま、一つ下のセグメントにマッチキャストさせてコンクリートを打設する。 橋脚最下段のセグメントは底版型枠上で製作する。2ロット目の打設完了後、1ロット目のセグメントをだるま落とし式に移動し、2ロット目を打設する。
長所	・せん断キー、ガイドキーが必要な場合、妻型枠で比較的自由に造作が可能。	・通常の配筋で鉄筋の組み立てが可能。 ・橋脚外面が型枠仕上がりのため、密実で一様な仕上がりとなり、美観上も優れている。 ・支保工の必要がなく、型枠設備が単純。 ・鉛直精度の管理が容易。
短所	・橋脚外面の1面(上面)は、こて仕上げとなり表面を一様に仕上げるのが困難であり、美観に劣る。 ・橋脚の鉛直精度の管理が比較的難しい。 ・主桁セグメント製作時と同様な支保工を必要とする。 ・横置き組み立てを前提にした配筋に変更する必要がある。	・せん断キーやガイドキーの施工が難しい。 ・OLD セグメントを切り離し運搬するために、NEW セグメントの積重ねが必要。 ・上屋設備、門型クレーンの高さが高くなる。
評価	△	○

橋脚セグメント製作フロー

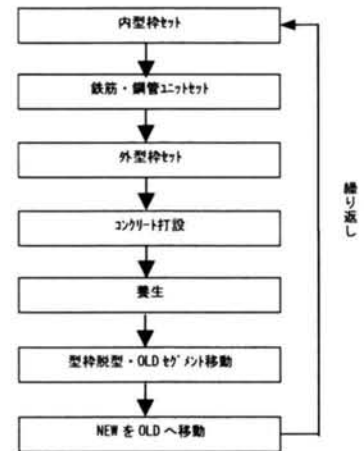
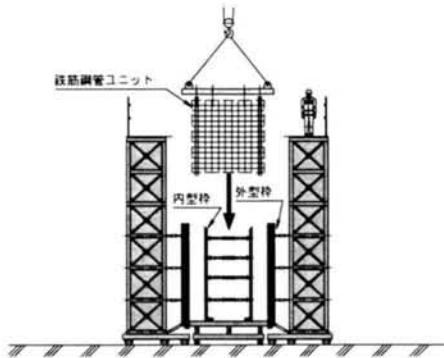
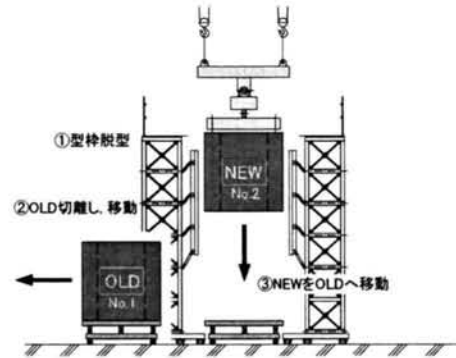


図-4.7.3 製作フロー

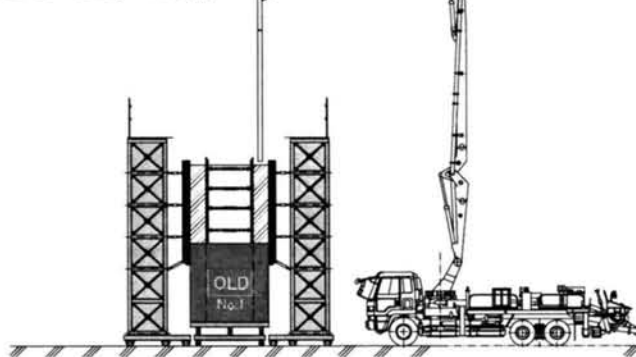
STEP 1. No.1セグメント製作



STEP 3. No.1, No.2セグメント移動



STEP 2. No.2セグメント製作



STEP 4. No.3セグメント製作

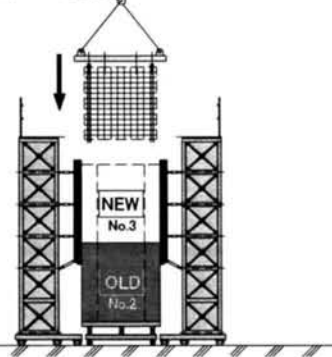


図-4.7.4 製作要領図

表-4.7.3 1セグメント製作サイクル

1セグメント製作サイクル工程表

工種	時間	8	9	10	11	12	13	14	15	1	17	17~8	~8
OLD移動・NEWセット													
内型枠セット													
鉄筋・鋼管ユニットセット													
外型枠セット													
コンクリート打設													
養生・型枠脱型(早強コンクリート)													
養生・型枠脱型(普通コンクリート)													

*1ラインにつき1日1セグメント製作(早強コンクリートの場合)

セグメント高さは、一般的に運搬時や架設時の施工能力や全体的な工程を考慮して、最適になるよう計画されるが、ここでは、海上運搬時の喫水制限や起重機船の能力を考慮して、セグメント重量を90t以内とし、H=3mを標準セグメント高さとした。従って、橋脚高さH=15mの場合、標準セグメント3m×4+調整セグメント1.4m+脚頭部セグメント1.6mの6セグメントの構成とした。

一方、RC橋脚の施工ロット割では、最大H=5.0mとした。従って、橋脚高さH=15mの場合、3ロットになる。

(3) 海上架設の検討

図-4.7.5に、プレキャストセグメントの場合の架設要領を、図-4.7.6に架設フローを示す。架設地点までのプレキャストセグメントの運搬は、最も一般的な台船を用いて行うものとした。架設の方法としては、海上で最も機動力がある起重機船で架設するものとした。約90tfのセグメントを架設する起重機船としては、アウトリーチ(船首船体外面からの距離)を10m以上であると想定した場合に、揚程や巻揚げ能力から余裕のある200t起重機船を用いる。この場合、90tのセグメントを高さ45mまで架設することが可能である。

フーチングと第1セグメントはマッチキャストで製作をしていないことと高さの調整のため、調整コンクリートを打設するものとした。また、各セグメント間の接合部にはエポキシ樹脂系の接着剤を用いるものとした。架設サイクルの検討結果を表-4.7.4に示す。H=15mの場合、1橋脚4日程度で施工可能である。

一方、海上でのRC橋脚の場合の施工方法としては、各設置場所において、従来どおり足場を設置し、1ロット毎に鉄筋・型枠を設置して、コンクリートポンプ船にてコンクリートを打設する方法が考えられる。

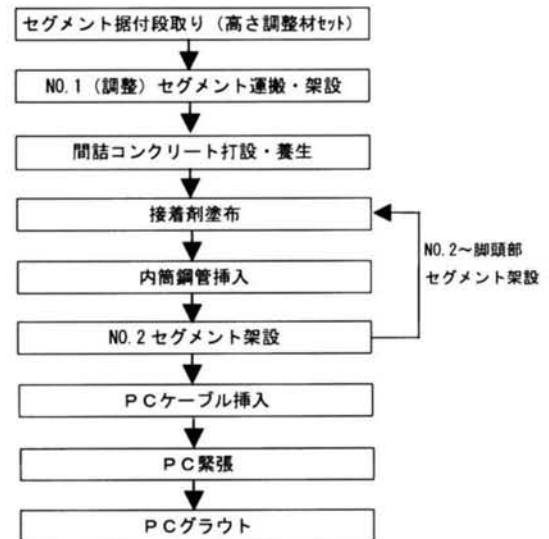


図-4.7.6に架設フロー

図-4.7.7 に従来工法の場合の橋脚構築要領図を、表-4.7.5 に構築工程を検討したものを示す。
H=15m の橋脚の場合、1 ロットの施工高さを 5m として 3 ロット施工とするが、実動日数で 22 日
を要する結果となった。

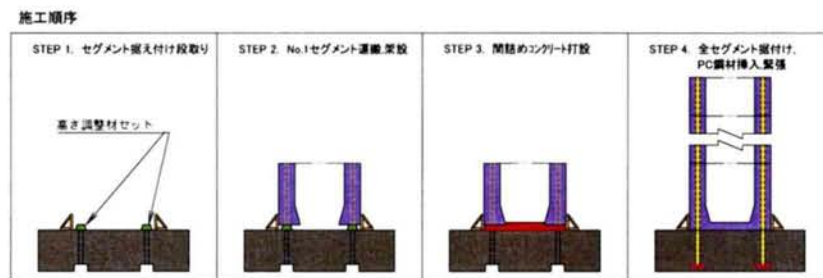
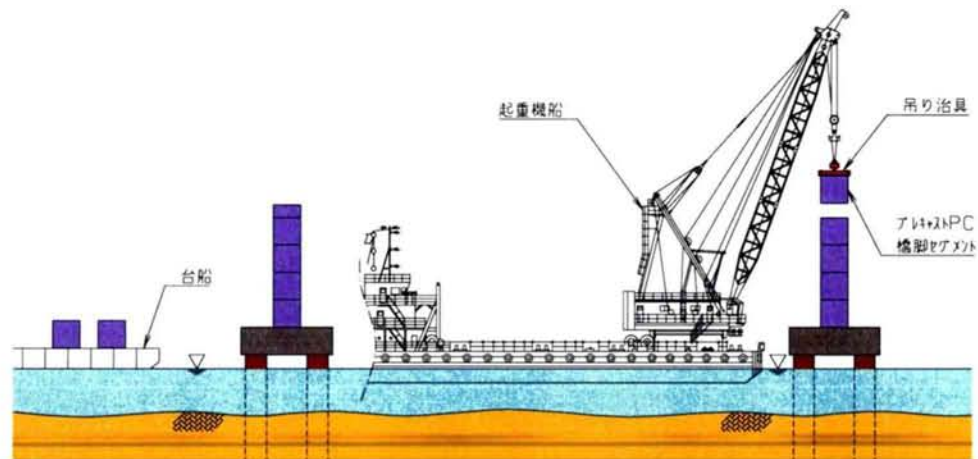


図-4.7.5 プレキャストセグメントの場合の架設要領

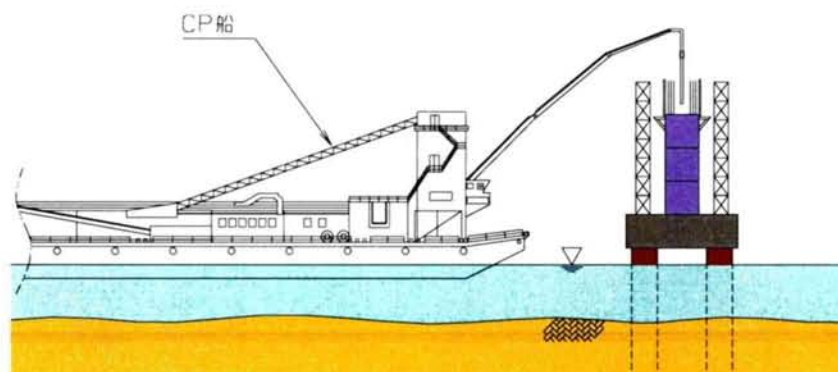


図-4.7.7 RC橋脚の場合の施工要領

表-4.7.4 プレキャストセグメント橋脚架設サイクル

架設サイクル工程表(H=15mの場合)

6ロット:1.5m(調整セグメント)+3m(標準セグメント)×4+1.5m(脚頭部セグメント)

工種	1	2	3	4
セグメント据付段取り	■			
NO.1(調整)セグメント架設	■			
間詰コンクリート組立		■		
間詰コンクリート打設		■		
NO.2～5(標準)セグメント架設		■	■	
NO.6(脚頭部)セグメント架設			■	
PCケーブル挿入			■	■
PC緊張・グラウト				■

表-4.7.5 在来工法の場合の構築工程

在来工法橋脚構築工程表(H=15m、5m/1Dト)

稼働日数22日

工種	1	2	3	4	5	6	7～12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
足場組立	■																
1ロット 鉄筋・鋼管組立	■	■	■	■	■	■											
型枠組立				■	■	■											
コンクリート打設						■											
2ロット 足場～コンクリート							■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
3ロット 足場組立(養生)									■	■	■	■	■	■	■	■	■
鉄筋・鋼管組立										■	■	■	■	■	■	■	■
型枠組立											■	■	■	■	■	■	■
コンクリート打設												■	■	■	■	■	■
養生														■	■	■	■
型枠・足場解体																■	■

(4) 工期・工費の検討

海上施工における工費の検討は、一般に建設場所の気象・海象条件、地理的条件に大きく左右される。ここでは、以下のような条件で積算に反映する。また、橋脚施工のみの建設費の比較を行う。

- ① 荒天日数を100日とする。
- ② 起重機船やポンプ船などの船舶の回航費は、場所の特定ができないので考慮しない。
- ③ 架橋起点側から資材運搬や作業員の移動をする。

数量の比較を表-4.7.6に、全体工程の比較を図-4.7.8に示す。従来工法では、1橋脚ごとの施工では、非現実的な工程となるため、船団の数量に影響しないと考えられる2パーティによる隣接2橋脚同時施工とした。なお、プレキャストPC橋脚の施工では、起重機船を占有するため、2パーティにすると、船団の数量が変化する。

工程図より、プレキャストPC橋脚では、セグメントの製作は、架設に間に合う限りは架設と切り離して製作できるため、架設のみを考慮すれば、RC橋脚の施工工程の約半分であり、海上施工に適しているものと考えられる。

全体工事費の比較を表-4.7.7に示す。積算に当たっては、橋脚の構造種別による概算比較を目的としているため、各工種のマクロ単価を用いている。本比較より、躯体製作関係費については、PC橋脚では、セグメント製作設備費がかかるものの、今回の断面設定では、鉄筋工の影響が大きく、プレキャストPC橋脚の方がRC橋脚よりも経済的になっていることがわかる。また、船関係費用も、PC橋脚では起重機船の費用は大きいものの、RC橋脚に比べて、工程が短いため、結果的に経済的になっている。また、費用低減の比率は、躯体製作関係費と船関係費用ともほぼ同じであるこ

とがわかる。

以上のように、2km程度の海上橋では、プレキャストPC橋脚の優位性が示されたと考えられる。

(5) まとめ

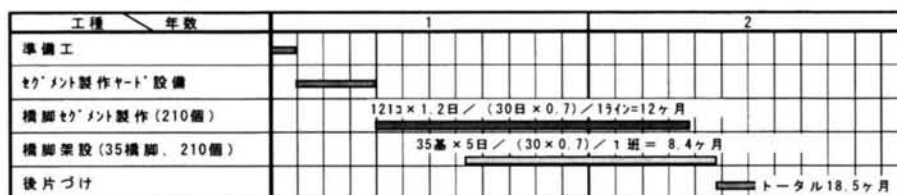
橋長2kmの離島架橋を想定し、平均的な高さとして15mとしたプレキャストPC橋脚の施工法の提案と工期および工費について従来工法と比較して検討した。

その結果、今回の断面では、高さ3mのセグメントとすることにより、起重機船200t吊りを用いて、効率的に施工が可能であり、1橋脚あたり4日（実働）で架設が可能であり、全体工程的にもRC橋脚の在来工法より工期を短縮できることが明らかとなった。また、工費面でも、断面の縮小効果や主鉄筋の省略により、プレキャストPC橋脚の躯体構築費は、RC橋脚に比べて、経済的となった。また、船団費用については、用いる船種は異なるものの、架設工期が短いことによる経済性が発揮されることが明らかとなった。

表-4.7.6 1橋脚あたりの数量比較

プレキャストPC橋脚			RC橋脚		
項目	仕様	数量 : 単位	項目	仕様	数量 : 単位
コンクリート	40N/mm ²	179:m ³	コンクリート	30N/mm ²	236:m ³
PC鋼材	SWP7B15S15.2*	10.42 :t	鉄筋	主筋D61	96.04 :t
鉄筋	帯筋D16	13.09 :t		帯筋D22	21.13 :t
	脚頂部鉄筋	6.20 :t		脚頂部鉄筋	6.20 :t
内筒鋼管	STK400 φ114.3 t=4	7.70 :t	圧接カ所	D51	624:カ所
外筒鋼管	STK400 φ139.8 t=3	7.45 :t			
型枠		400.6:m ²	型枠		416.2:m ²
足場	1面	100:掛m ²	足場	4面	399:掛m ²

a) プレキャストPC橋脚の場合



b) RC橋脚の場合

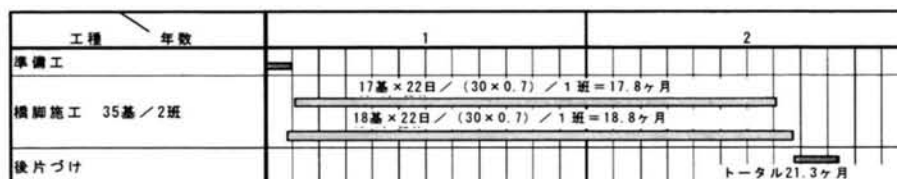


図-4.7.8 施工全体工程比較

表-4.7.7 直接工事費の比較

項目	仕様	単位	RC橋脚在来工法(2パーティ)			プレキャストPC橋脚(1パーティ)		
			数量	単価・(円)	金額・(円)	数量	単価・(円)	金額・(円)
コンクリート工	RC: 30N/mm ² PC: 40N/mm ²	m ³	8,260.0	22,000	181,720,000	6265	30,000	187,950,000
PC工	SWPR7B15S15.2	t			0	364.6	1,000,000	364,560,000
鉄筋工	SD345	t	4,317.7	150,000	647,659,000	241.3	110,000	26,546,000
鉄筋圧接工	D51	箇所	21,840.0	2,400	52,416,000			0
鋼管工	STK400	t			0	530.3	150,000	79,537,000
型枠工		m ²	14,567.0	10,000	145,670,000	14,021.0	2,000	28,042,000
足場工		掛m ²	399.0	2,400	957,000	100.0	2,400	240,000
セグメント製作設備	h=3mセグメント仕様	式			0	1.0	70,000,000	70,000,000
小計					1,028,422,000			756,875,000
起重機船(橋脚施工用)	非航旋回50t	日	564.0	620,000	349,680,000	35.0	620,000	21,700,000
船団		日	564.0	830,000	468,120,000	35.0	830,000	29,050,000
台船(橋脚施工用)	100t	日	564.0	115,000	64,860,000	35.0	115,000	4,025,000
台船引船	200PS	日	564.0	150,000	84,600,000	35.0	150,000	5,250,000
コンクリートミキサー船団	1.0m ³	日	105.0	2,200,000	231,000,000			0
起重機船(橋脚セグメント架設用)	非航旋回200t	日				250.0	1,230,000	307,500,000
船団		日				250.0	1,220,000	305,000,000
台船(橋脚セグメント運搬用)	500t	日				250.0	190,000	47,500,000
台船引船	450PS	日				250.0	265,000	66,250,000
小計					1,198,260,000			786,275,000
合計					2,226,682,000			1,543,150,000

4.7.2 陸上における検討

(1) 検討概要

検討に当たっては、都市近傍の比較的平坦な地域が多径間連続高架橋を対象として、プレキャストPC橋脚の施工方法およびRC橋脚との工期、施工費の比較を行う。プレキャストPC橋脚およびRC橋脚については、試設計を行って断面を設定した。設計条件を表-4.7.8に示すが、上部工の構造形式としてはPC中空床版橋とした。試設計断面を図-4.7.9に、構造図を図-4.7.10に示す。また重量はPC道路計画マニュアル¹⁾に記載されている連続中空床版橋の実績より求めた。

表-4.7.8 検討条件

項目	条件
対象、地域	多径間連続橋、都市近傍
上部構造形式	PC中空床版橋
設計荷重	活荷重;B活荷重
橋長・支間	1000m, 20+32@30+20m(連続桁部支間30m)
幅員	10m程度(橋脚幅は主桁底版幅を考慮して0.5mとする)
上部工重量	$0.75 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 30.0\text{m} \times 10.0\text{m} \times 2.5\text{tf}/\text{m}^2 = 562.5\text{tf} \rightarrow$ 橋面工を考慮し600.0tfとする。
橋脚数、高さ	橋脚数33基、高さ15m
地盤種別、設計水平震度	Ⅱ種地盤、地域別補正係数A、重要度区分:B種(重要)
使用材料	コンクリート: 30N/mm ² (RC橋脚), 40N/mm ² (PC橋脚) PC鋼材;SWPR7B12S15.2, 鉄筋;SD345, 鋼管;STK400

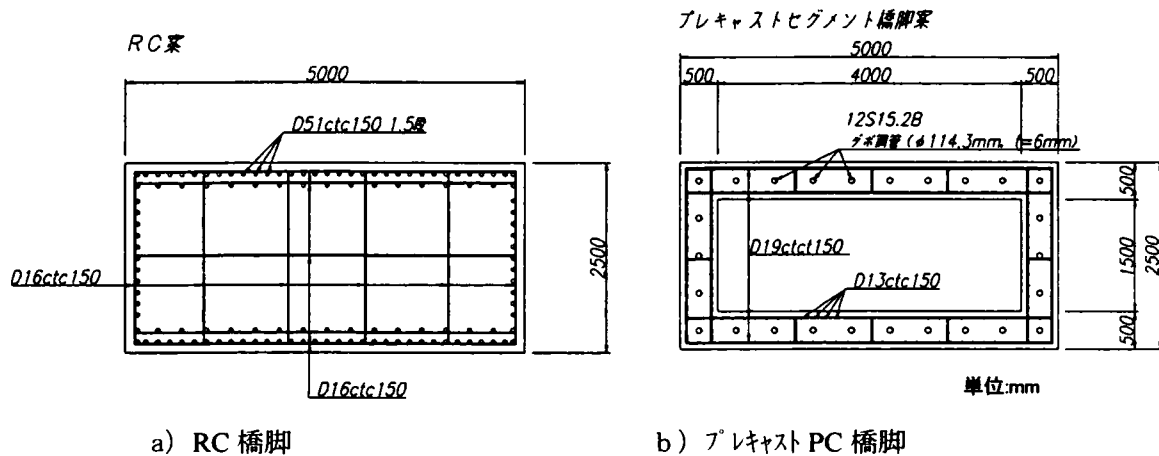


図-4.7.9 RC橋脚とプレキャストPC橋脚の断面の比較

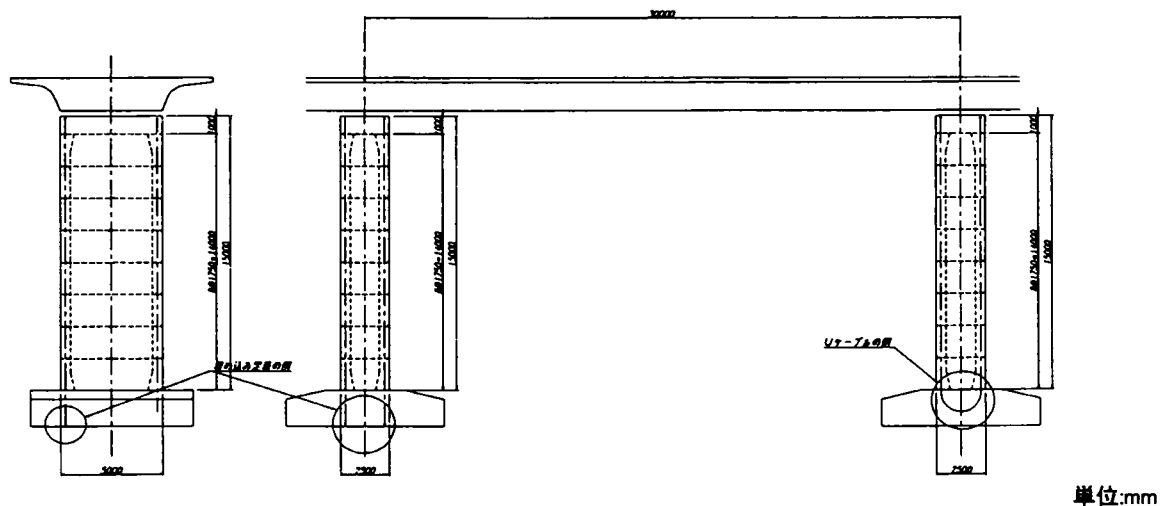


図-4.7.10 プレキャストPC橋脚構造図

(2) 製作・運搬方法

橋脚セグメントの製作は、海上施工と異なり、プレキャスト工場で作成して、運搬する方法とする。これは、都市内では製作ヤードや保管ヤードの確保が困難なこと、工場に製作設備を設置した方が合理的なためである。工場でのセグメントの製作は、海上施工の場合と同様に、1基の型枠設備でセグメントを1個ずつ製作するショートラインマッチキャスト方式により製作するものとした。中空断面橋脚の製作手順も、海上施工の場合と同じである。本セグメントは、プレキャスト工場から現場まで運搬するため、重量としては30tf以下とする必要がある。そのため、セグメントの高さは1.75mとした。

運搬は、30t低床トレーラを使用する。道路走行の条件として高さは地上より3.8m以内、車幅3.2m以内の制限となるが、本セグメントはこの範囲内となる。

(3) 架設方法

図-4.7.11 に架設要領図を示す。プレキャスト PC 橋脚のセグメントの架設は、作業性および 10 m 程度の作業半径、揚程および吊り荷重量を考慮して、200tf の移動式クレーンを使用するものとした。足場は、昇降用の足場と各セグメント天端での作業足場のみで済む。

(4) 工期および工費の検討

プレキャスト PC 橋脚の工期および工費の検討に当たり、上記の製作、運搬および架設の条件の他、以下の条件に基づいて検討する。

- ① 試算の対象は橋脚のみとし、フーチングまでは出来ているものとする。
- ② 各橋脚に進入する工事用道路、各橋脚施工ヤードは確保されているものとする。
- ③ 施工ブロック割は、RC 橋脚については、通常の施工高さを考慮して、3 ロット (3@5m) とし、プレキャスト PC 橋脚については、運搬重量の関係から、1 ロット約 30t を目安としたブロック割の 9 ロット (8@1.75m+1m) とする。

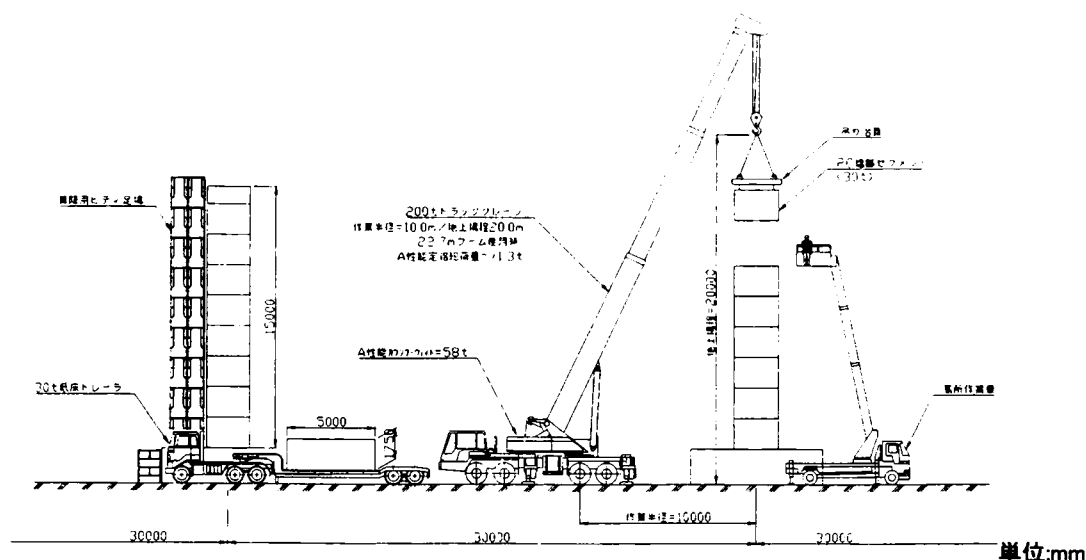


図-4.7.11 架設要領図

検討結果として、プレキャスト PC 橋脚と RC 橋脚について全体工程を比較したものを図-4.7.12 に示す。また、サイクル工程を図-4.7.13 に示す。

プレキャスト PC 橋脚のセグメント製作工程は、プレキャスト工場 1 か所において型枠設備 1 セットの場合の工程であり、当然、製作ライン数によって変化する。セット数を増やすことにより短縮が可能となる。また、プレキャスト PC 橋脚の架設は、200tf トラッククレーン、25tf トラッククレーンそれぞれ 1 台で、2 橋脚を施工するものとした場合である。RC 橋脚も、当然、投入パーティー数によって、工程は変化するが、ここでは、4 橋脚を 2 パーティーで並行して施工するものとした。

工程の比較より、プレキャスト PC 橋脚では、33 基の橋脚を 4 ヶ月で終了できることがわかる。

さらに、RC 橋脚では、1 橋脚約 1 ヶ月を要するのに対して、プレキャスト PC 橋脚では、1 週間程度で施工完了できることから、都市部の混雑部では、道路等の占有期間等が短くて有利な方法といえる。

表-4. 7. 18 に工費の比較を示す。今回の試算では、1 橋脚あたりのプレキャスト PC 橋脚の工費は、従来工法の RC 橋脚より、若干割高となる結果となった。これは、クレーン等の機械費やセグメント運搬費が躯体断面減少や鉄筋作業低減の減少分よりも上回ったためと思われる。しかしながら、実際には、施工期間を短いことから、間接費が小さくなり、これらをあわせて考えれば、ほぼ従来工法と変わらない工費と考えられる。

工種/月数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
下部工(基礎杭、フーチング施工)																														
準備工																														
セグメント製作ヤード設備																														
PC橋脚セグメント製作(297個)																														
PC橋脚セグメント架設(297個)																														
準備工																														
在来工法(総足場)																														
上部工																														

注 1) 橋脚セグメントの架設所要日数(5 日×17 回+1 日)/0.75=115 日(約 3.8 ヶ月)

200tトラッククレーン、25tトラッククレーンそれぞれ 1 台で、2 橋脚を施工するものとする

注 2) 在来工法による施工所要日数(34 日×9)/0.75=408 日(約 13.6 ヶ月)

4 橋脚を、2 パーティーで並行して施工するものとする

図-4. 7. 12 全体工程の比較

プレキャストPC橋脚架設サイクル工程表 9ロット H=15m(8×1.75m+1.0m)

工種/日数	1	2	3	4	5	6	7	8
セグメント据付段取り								
1ロットセグメント架設								
閉鎖コン型枠組立								
閉鎖コンクリート打設・養生								
2,3,4,5ロット架設								
6,7,8,9ロット架設								
内装鋼管・PCケーブル挿入								
PC緊張								
クラウト								
セグメント据付段取り								
1ロットセグメント架設								
閉鎖コン型枠組立								
閉鎖コンクリート打設・養生								
2,3,4,5ロット架設								
6,7,8,9ロット架設								
内装鋼管・PCケーブル挿入								
PC緊張								
クラウト								

在来工法橋脚構築サイクル工程表 3ロット H=15m(3×5.0m)

工種/日数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
足場組立																																		
鉄筋組立																																		
型枠組立																																		
コンクリート打設																																		
足場組立(養生)																																		
鉄筋組立																																		
型枠組立																																		
コンクリート打設																																		
足場組立(養生)																																		
鉄筋組立																																		
型枠組立																																		
支保据付(箱抜き)																																		
コンクリート打設																																		
養生																																		
型枠解体、片付け																																		

図-4. 7. 13 サイクル工程の比較

表-4.7.8 工費の比較

プレキャストPC橋脚工法					
項目	仕様	単位	PC工法		
			橋脚1本当り 数量	単価 (円)	金額 (円)
セグメント製作費	製作～運搬 5×2.5×1.75m, 40N/mm ²	個	9.0	750,000	6,750,000
PC鋼材		t	4.6	1,000,000	4,600,000
橋脚架設		式	1.0	400,000	400,000
クレーン費	200t	台・日	2.5	470,000	1,175,000
高所作業車	18mブーム	台・日	1.0	60,000	60,000
合計					12,985,000
在来工法(総足場)					
項目	仕様	単位	在来工法		
			橋脚1本当り 数量	単価 (円)	金額 (円)
コンクリート	30N/mm ²	m ³	190.0	20,000	3,800,000
鉄筋	SD345	t	36.0	100,000	3,600,000
鉄筋圧接	D51	箇所	124.0	5,000	620,000
型枠		m ²	225.0	8,000	1,800,000
足場		掛m ²	225.0	2,000	450,000
クレーン費	25t トラッククレーン	台・日	18.0	58,000	1,044,000
合計					11,314,000

(6) まとめ

都市近傍の比較的平坦な地域の多径間連続高架橋を対象として、試設計を行って断面を設定し、プレキャストPC橋脚の施工方法およびRC橋脚との工期、施工費の比較を行った。その結果、今回の断面では、高さ1.75mのセグメントとすることにより、低床トレーラーを用いて運搬が可能となり、プレキャスト工場での橋脚セグメントの製作が可能であることがわかった。また、1橋脚あたり5日（実働）で架設が可能であり、全体工程的にもRC橋脚の在来工法より工期を短縮できることが明らかとなった。都市部の混雑部では、道路等の占有期間等が短くてき有利な方法といえる。

工費面では、機械費の増加により、プレキャストPC橋脚の躯体構築費は、RC橋脚に比べて、若干、増加することとなった。しかし、間接費の低減等が見込めるため、従来工法と変わらない工費になるものと考えられる。

4.7.3 まとめ

プレキャスト PC 橋脚の施工法について、海上橋の場合ならびに都市近傍の高架橋の場合について提案し、RC 橋脚の施工との比較において、工期・工費について検討した。本検討範囲で得られた結果を以下にまとめる。

- 1) 橋脚のセグメント製作は、鉛直方向ショートラインマッチキャスト方式（いわゆる、だるま落とし方式）が有望である。本方法で、早強コンクリートを用いて製作すれば、1 セグメント／1 日（実働）の製作が可能である。（普通コンクリートの場合は、1 セグメント／1.5 日）
- 2) 海上架設の場合、架設地点までのプレキャストセグメントの運搬は、台船を用いて行い、架設の方法としては、海上で最も機動力がある起重機船で架設する方法とした。約 90 t f のセグメントを架設する起重機船としては、アウトリーチ（船首船体外面からの距離）を 10m 以上を想定した場合には、揚程や巻揚げ能力から余裕のある 200 t 起重機船を用いるのが妥当である。この場合、90 t のセグメントを高さ 45m まで架設することが可能である。
- 3) 平均的な高さとして 15m としたプレキャスト PC 橋脚で、高さ 3 m のセグメントとすることにより、1 橋脚あたり 4 日（実働）で架設が可能であり、全体工程的にも RC 橋脚の在来工法より工期を短縮できることが明らかとなった。また、工費面でも、断面の縮小効果や主鉄筋の省略により、プレキャスト PC 橋脚の躯体構築費は、RC 橋脚に比べて、経済的となった。また、船団費用については、用いる船種は異なるものの、架設工期が短いことによる経済性が発揮されることが明らかとなった。
- 4) 都市近傍における高架橋の架設の場合、橋脚セグメントの製作は、プレキャスト工場で作成して、運搬する方法が妥当である。これは、都市内では製作ヤードや保管ヤードの確保が困難なこと、工場に製作設備を設置した方が合理的なためである。
- 5) 工場でのセグメントの製作は、海上施工の場合と同様であるが、プレキャスト工場から現場まで運搬するための制約条件として、重量を 30tf 以下、道路走行の条件として高さは地上より 3.8m 以内、車幅 3.2m 以内の制限があるため、その条件に適したセグメント高さとする必要がある。運搬は、30tf 低床トレーラが使用できる。
- 6) セグメントの架設は、1 橋脚あたり 5 日（実働）で架設が可能であり、全体工程的にも RC 橋脚の在来工法より工期を短縮できることが明らかとなった。都市部の混雑部では、道路等の占有期間等が短くでき有利な方法といえる。
- 7) 工費面では、都市近傍における高架橋の場合、機械費の増加により、プレキャスト PC 橋脚の躯体構築費は、RC 橋脚に比べて、若干、増加することとなった。しかしながら、間接費の低減等が見込めるため、従来工法と変わらない工費になるものと考えられる。

4. 8 結言

第4章では、プレキャストPC橋脚の実用化を図ることを目的に、まず、セグメント接合面に円筒鋼管を配置し、これのダウエル作用によってせん断力を伝達できる新しい連結構造を考案し、模型実験によって本構造のせん断伝達特性の評価を行った。また、開発した連結構造を適用した新しいプレキャストPC橋脚を考案し、本プレキャストPC橋脚の耐震性能の評価を模型実験によって行うとともに、その解析手法および設計方法について検討した。また、本構造の実用化を図るために、施工法についても検討を行った。さらに、PPC橋脚およびPC橋脚のエネルギー一定則の適用性について解析的に検討し、上記の設計法の成立性を明らかにした。

以下に、本研究で得られた知見を述べる。

(1) ダウエル作用に基づいた連結構造について

- 1) 提案した連結構造の破壊モードは、実際のプレキャストPC橋脚の壁厚(T)に近い $T=540\text{mm}$ での実験結果として、壁厚／内筒鋼管外径比 $T/\phi_i < 3.3$ では、壁の押し抜きせん断破壊が先行し、 $T/\phi_i > 3.3$ では、内筒鋼管のせん断降伏および曲げ降伏が先行する破壊となる。
- 2) 壁厚／内筒鋼管径比が $T/\phi_i = 3.9$ と大きい場合には、実際の降伏は、内筒鋼管の曲げ降伏時となる。
- 3) 内筒鋼管はグラウトが充填されているため、連結構造における内筒鋼管のせん断降伏耐力は P_{ky} (N) は、(4.2.2)式により算出できる。

$$P_{ky2} = \frac{\tau_{sy} \cdot \pi \cdot r_i \cdot t_i}{2} + \tau_{cu} \cdot A_c \quad (4.2.2)$$

ここに、 τ_{sy} : せん断降伏応力度 (N/mm^2)、 r_i : 内径 (mm)、 t_i : 板厚 (mm)、 τ_{cu} : グラウトのせん断強度 (N/mm^2) $= 0.25 \cdot f_{cu}$ (f_{cu} : グラウトの圧縮強度)、 A_c : 充填グラウトの断面積 (mm^2)

- 4) 内筒鋼管のひずみから判断すれば、接合面からの必要埋込み長は、 $3\phi_i$ 以上あれば十分である。
- 5) 内筒鋼管の許容応力度レベル時における壁体の最大ひび割れ幅を耐久性の観点から 0.1mm 以下に制御するためには、 $T/\phi_i \geq 3.9$ とする必要がある。
- 6) 内筒鋼管とグラウトの付着力は、小さく、設計上はアンボンドとみなしてよい。

(2) プレキャストPC橋脚の耐震性能について

- 1) 繰り返し曲げ特性は、特に脆性的な破壊性状を示すことなく 1/10rad の回転角まで緩やかに耐力が低下する粘りのある挙動を示す。これは、内筒鋼管の付着が小さく、アンボンド状態となり、ひび割れ後のPC鋼材の増加引張応力がセグメントに作用しないためと考えられる。また、このことによって、コンクリートの損傷が少ないとともにセグメント中の鉄筋が降伏しないため、高圧縮状態でもかぶりコンクリートの損傷が少ないものと考えられる。
- 2) 変形性状としては、回転（損傷）が基部に集中したロッキング挙動を示すが、PC鋼材は降伏

点以下の応答であり、破断に対しては余裕のある結果となる。これは、回転は橋脚基部に集中したものの、内筒鋼管の付着が切れるとともにPC鋼より線と橋脚躯体の付着が切れ、アンボンド構造の挙動をしたためと考えられる。

- 3) 内筒鋼管は接合面のせん断伝達に有効に機能する。
- 4) 耐震性能の内、残留変位および累積吸収エネルギーは、導入プレストレスの大きさを考慮した場合、「プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン」におけるPPC橋脚やプレキャスト橋脚の場合と比べて遜色はない。提案構造は他と比較して最も大きな変形回転角を示し、優れた変形性能を有している。

(3) プレキャストPC橋脚の解析手法について

- 1) 提案したプレキャストPC橋脚の復元力履歴特性は、ファイバーモデルを用いた複合非線形解析において、PC鋼材をアンボンド状態と見なし、各材料の応力-ひずみモデルとしてコンクリートを修正六車-渡邊モデル、鉄筋をバイリニアモデル、PC鋼材をトリリニアモデルの履歴モデルを適用することにより、プレキャストPC橋脚特有のS字型の荷重-変位履歴特性を比較的精度良く評価できる。また、荷重-PC鋼材のひずみ履歴特性もよく評価できることから、プレキャストPC橋脚のアンボンドの力学挙動を応力-ひずみ関係から評価できているものと考えられる。
- 2) PC鋼材が弾性挙動を示している範囲の復元力特性に関しては、内筒鋼管も鉄筋換算で考慮した方が、実験結果との良い一致が見られる。プレキャストPC橋脚では、緊張材を被覆する内筒鋼管もその曲げ耐力に寄与しているものと考えられ、詳細に解析を行う場合には、考慮する必要がある。
- 3) ファイバーモデル解析では、基部要素長さによって解析結果が変化し、通常は、橋脚の0.5D程度を要素長さとするが、プレキャストPC橋脚では、基部におけるロッキング挙動によりセグメント部分に顕著な塑性ヒンジが発生しないため、基部要素長さを小さくした方(0.01m)が、良い一致が見られた。ただし、基部要素長さを小さくする場合、一要素に変形が集中し断面内におけるひずみ分布が実際と異なる可能性があることに注意する必要がある。
- 4) コンクリートの応力-ひずみモデルにおける応力軟化性状を、実験結果に基づいて終局時ひずみを調整したモデルを用いた解析の場合、ポストピーク以降の復元力特性および荷重-PC鋼材ひずみ関係の両方で実験結果との良い一致が見られた。また、道路橋示方書に基づいて終局値を設定した解析の場合は、早期における脆性的な耐力低下、コンクリートの圧壊を示し、実験結果を評価することができなかった。このことは、プレキャストPC橋脚では、その変形性能の大部分が基部におけるロッキング挙動に依存しており、その挙動をファイバーモデルで扱う場合、コンクリートの応力-ひずみモデルの応力軟化をロッキング挙動に応じて設定することで表現できるものと考えられる。
- 5) 以上より、実験結果のシミュレーション解析としては、PC鋼材をアンボンド状態、内筒鋼管を考慮、要素長さを0.01m、コンクリートの応力軟化を調整したモデルが適していると考えられる。また、設計用モデルとしては、耐力を安全側に計算するモデルとして、PC鋼材をアン

ボンド、内筒鋼管を無視、要素長さを 0.01m、コンクリートの応力軟化を無視したモデルが適していると考えられる。

(4) プレキャストPC 橋脚の設計法について

- 1) プレキャストPC 橋脚の変形を推定するのは、ひび割れ後アンボンド挙動を示すため、従来の手法を適用できないが、アンボンド部材の戴荷点変位と緊張材のひずみの関係式を適用することにより、式(4.5.7)を用いて PC 鋼材の弾性限界点時の変位を求めることができる。またそのときの荷重は、式(4.5.8)により、PC 鋼材の弾性限界点時の荷重として求めることができる。

$$\delta_y = \frac{2 \cdot l \cdot l'}{3e} \varepsilon'_y \quad (4.5.7)$$

$$P_y = \frac{M_y}{l} \quad (4.5.8)$$

ここで、 δ_y : PC 鋼材の弾性限界点時の変位、 P_y : PC 鋼材の弾性限界点時の荷重、 l : 戴荷点変位、 l' : PC 鋼材の定着間長さ、 ε'_y : PC 鋼材の弾性限界点時のひずみ、 e : 中立軸から PC 鋼材配置位置までの距離、 M_y : 平面保持の仮定を用いた断面計算により求まる降伏曲げ耐力である。

- 2) プレキャストPC 橋脚はロッキング挙動が主体と考え、プレキャストPC 橋脚の変形は基部回転のみで、その他の柱躯体は剛体運動をするものと考えた場合についても検討したが、過大評価を与えることがわかった。
- 3) 終局変位は、PPC 橋脚に準じて、終局回転角を 12/200rad と定め、式(4.5.9)で求められる。この設定は、プレキャストPC 橋脚の最大荷重の 80%低下時が 20/200rad であり、1.6 倍以上の余裕がある。

$$\delta_u = \theta_u \cdot l \quad (\theta_u : \text{ここでは、} 0.06 \text{ とする}) \quad (4.5.9)$$

ここで、 δ_u : 終局変位、 θ_u : 終局回転角 である。

- 4) 以上の設定に基づいて、エネルギー一定則により地震時応答を簡易的に照査可能である。

(5) PPC 橋脚およびPC 橋脚のエネルギー一定則適用性について

- 1) RC 部材と比較して等価減衰定数が 30%程度以上の PC 部材は、RC 部材とほぼ同じ応答塑性率を示し、固有周期 0.6 秒以下の短周期帯の構造物で、弾性応答荷重に対する降伏耐力の比を低くしすぎなければ、エネルギー一定則で概ね安全側に評価できる。
- 2) 等価減衰定数を 0%とした PC 橋脚 (PC0 モデル) は、タイプ I 地震波 (プレート境界型の大規模地震) のような繰り返し数が多い地震波に対して、固有周期が 0.3 秒以下の短周期では応答塑性率が大きくなる傾向にあるが、他のモデルに比較して最大でも 2 倍程度である。タイプ II 地震波 (内陸直下型地震) に対しては、他のモデルと同様な応答性状であり、等価減衰定数を 0%とした PC 部材も、固有周期 0.6 秒以下の短周期帯の構造物で、弾性応答荷重に対する降伏耐力の比を低くしすぎなければ、エネルギー一定則で概ね安全側に評価できる。
- 3) PC 橋脚の残留変位量は、RC 橋脚よりも大幅に小さくなる傾向があり、復元力モデルの残留

変位の比率以上に地震時の残留変形を減少させることが出来る場合もある。また、PC橋脚は、RC橋脚と比較して、正負の最大応答変位量の差が小さいため、効率良く地震エネルギーを吸収できる。

- 4) 提案したPCS橋脚の復元力特性を表す単純化モデルとして、履歴吸収エネルギー性能が無く、かつ、二次剛性を有するバイリニアアの骨格曲線としたPCSモデルで検討したところ、タイプⅠ地震波ならびにⅡ地震波に対して、PC0モデルとほぼ同様の応答傾向が確認できた。
- 5) 以上より、プレキャストPC橋脚も、タイプⅠ地震波に対して、固有周期が小さい領域($T_{eq}=0.6$ 秒以下)で P_y/P_e が0.4以下の場合を除き、また、タイプⅡ地震波に対して固有周期0.3秒以下で P_y/P_e が0.4以下の場合を除き、エネルギー一定則で概ね安全側に評価できるものと考えられる。

(6) プレキャストPC橋脚の施工法について

- 1) 橋脚のセグメント製作は、鉛直方向ショートラインマッチキャスト方式（いわゆる、だるま落とし方式）が有望である。本方法で、早強コンクリートを用いて製作すれば、1セグメント／1日（実働）の製作が可能である。（普通コンクリートの場合は、1セグメント／1.5日）
- 2) 海上架設の場合、架設地点までのプレキャストセグメントの運搬は、台船を用いて行い、架設の方法としては、海上で最も機動力がある起重機船で架設する方法とした。約90tfのセグメントを架設する起重機船としては、アウトリーチ（船首船体外面からの距離）を10m以上を想定した場合には、揚程や巻揚げ能力から余裕のある200t起重機船を用いるのが妥当である。この場合、90tのセグメントを高さ45mまで架設することが可能である。
- 3) 平均的な橋脚高さを15mとし、中空断面（5m×3.5m）で高さ3mのセグメントを有するプレキャストPC橋脚で試算したところ、1橋脚あたり4日（実働）で架設が可能であり、全体工程的にもRC橋脚の在来工法より工期を短縮できることが明らかとなった。また、工費面でも、断面の縮小効果や主鉄筋の省略により、プレキャストPC橋脚の躯体構築費は、RC橋脚に比べて、経済的となった。また、船団費用については、用いる船種は異なるものの、架設工期が短いことによる経済性が発揮されることが明らかとなった。
- 4) 都市近傍における高架橋の架設の場合、橋脚セグメントの製作は、プレキャスト工場で作成して、運搬する方法が妥当である。これは、都市内では製作ヤードや保管ヤードの確保が困難なこと、工場に製作設備を設置した方が合理的なためである。
- 5) 工場でのセグメントの製作は、海上施工の場合と同様であるが、プレキャスト工場から現場まで運搬するための制約条件として、重量を30tf以下、道路走行の条件として高さは地上より3.8m以内、車幅3.2m以内の制限があるため、その条件に適したセグメント高さとする必要がある。運搬は、30tf低床トレーラが使用できる。
- 6) セグメントの架設は、1橋脚あたり5日（実働）で架設が可能であり、全体工程的にもRC橋脚の在来工法より工期を短縮できることが明らかとなった。都市部の混雑部では、道路等の占有期間等が短くでき有利な方法といえる。
- 7) 工費面では、都市近傍における高架橋の場合、機械費の増加により、プレキャストPC橋脚の

躯体構築費は、RC橋脚に比べて、若干、増加することとなった。しかしながら、間接費の低減等が見込めるため、従来工法と変わらない工費になるものと考えられる。

以上より、提案したプレキャストPC橋脚は、優れた耐震性能を有するとともに、ファイバーモデルによる適切なモデル化を行うことによって、履歴性状を再現できることが明らかになった。また、エネルギー一定則により地震時応答を簡易的に照査可能とする設計手法も提示でき、施工性にも優れた構造であることが確認されたことから、実用化が可能な構造であるといえる。

参考文献

【4. 1】

- 1) プレストレストコンクリート技術協会：プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン，1999.11

【4. 2】

- 1) 岡田清，六車熙 編：コンクリート工学ハンドブック，朝倉書店，pp.406-407，1981.11
- 2) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編，1996.12

【4. 3】

- 1) プレストレストコンクリート技術協会：プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン，1999.11
- 2) 池田尚治，森拓也，吉岡民夫：プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究、プレストレストコンクリート，Vol.40，No.5，pp.40-47，1998
- 3) 日本建築学会 PC 構造運営委員会：コンクリート構造（PC,PRC）部材の靱性設計手法と耐震架構への応用，終局限界変形・変位小委員会シンポジウム，1997.9
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編〕，pp.37，1996.3

【4. 4】

- 1) 沖見芳秀，右近八郎：複合非線形フレーム解析システムの開発，土木学会誌 技術最前線，Vol.80，pp.14-17，1995.1
- 2) 六車熙，渡邊史夫：高強度コンクリートの靱性柱への適用に関する研究，コンクリート工学年次講演論文集，Vol.11，No.2，pp.293-297，1989
- 3) 右近八郎，幸左賢二，井上晋，古澤義夫：RC標準橋脚のファイバーモデルによる交番載荷実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp.463-468，1995

- 4) (社) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編，1996.12
- 5) 高橋雅裕，矢部正明：各国の耐震設計基準によって耐震設計された RC 橋脚の $P-\delta$ 効果の比較，第3回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.349-356，1999.12

【4. 5】

- 1) プレストレストコンクリート技術協会：プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン，1999.11
- 2) 川島一彦，長谷川金二，長島博之，小山達彦，吉田武史：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究，土木研究所報告 190 号，1993.9

【4. 6】

- 1) Veletsos, A.S. and Newmark, N.M. : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple System to Earthquake Motions, Proc. 2nd WCEE, pp.895-912, 1960
- 2) 例えば，川島一彦，長谷川金二，長島博之，小山達彦，吉田武史：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究，土木研究所報告 190 号，1993.9 など
- 3) 池田尚治，森拓也，吉岡民夫：プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究，プレストレストコンクリート，vol.40, No.5, pp.40-47, 1998.9
- 4) 睦好宏史：コンクリート構造物（土木構造物）の耐震設計に関する最近の動向，コンクリート工学，vol.35, No.9, pp.3-11, 1997.9
- 5) 武藤清：構造物の動的設計，丸善，1977
- 6) 湯川保之，緒方辰男，須田久美子，齊藤宗：中空断面鉄筋コンクリート高橋脚の耐震性能，土木学会論文集，No.613/V-42, pp.103-120, 1999.2
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.12

第5章 超高強度コンクリートPC構造の 実用化に関する研究

5. 1 はじめに

コンクリート材料の高強度化は、部材の力学特性の向上が図れることから、構造物の部材断面の縮小につながり、それによってコンクリート構造物を軽量化することが可能となる。特に橋梁で考えた場合、コンクリート上部工の軽量化は、橋梁の耐震性能の向上とともに、下部工の数量低減も含めた全体数量の縮小や架設設備や運搬設備の縮小に繋がることから、コスト縮減や建設エネルギーの低減にも反映されるものと考えられる。

また、コンクリートの高強度化は、必然的にセメントマトリックスの緻密化につながり、それによってコンクリートの耐久性が飛躍的に向上する。これによって構造物の長寿命化が図られ、維持管理費用の低減に結びつくという大きなメリットが考えられる。

このようにコンクリートの高強度化は、コンクリート材料の力学特性の性能向上と耐久性の向上とを同時に図れることから、欧米では "High performance concrete" として、 $60\sim 100\text{ N/mm}^2$ 程度の超高強度コンクリートの研究や利用が行われ¹⁾、規準も整備されてきている。また、我が国でも、土木学会コンクリート標準示方書で、平成8年版(1996年)からコンクリート強度がそれまでの 50 N/mm^2 から 80 N/mm^2 にまで拡大されるとともに、道路橋示方書においても、平成8年版(1996)からプレストレストコンクリート(以下、PC構造と呼ぶ)用として 50 N/mm^2 から 60 N/mm^2 に改訂され、プレキャスト部材には 80 N/mm^2 までの強度が認められるようになっている。

最近では、高性能減水剤の発達により、施工可能なフレッシュコンクリート性状の基で水セメント比(あるいは水結合材比)を小さくすることが可能であり、シリカフュームの利用と相まって、特別な養生や加圧を必要とせず、圧縮強度 $100\sim 150\text{ N/mm}^2$ 程度の超高強度コンクリートが実現可能となってきた。コンクリートの圧縮強度的には、橋梁等で一般に用いられている 40 N/mm^2 の3~4倍の強度を有する 150 N/mm^2 級の超高強度コンクリートが実用化できれば、今後、多様な土木構造物において、構造性能や耐久性に優れた画期的な構造を実現できるものと期待される。

100 N/mm^2 を超える超高強度コンクリートの利用を考えた場合、圧縮強度の増加に比べて引張り強度の増加はそれほど見込めないため、その圧縮強度特性を有効に利用するためには、引張り部にプレストレスを作用できるPC構造への適用が有効であると考えられる。特に、超高強度コンクリートをプレテンション部材に適用した場合、付着強度が大きくなるため伝達長を小さくでき²⁾、効率よくプレストレスを導入することができるとともに、曲げ耐力やせん断耐力を大きく取れること

や耐久性が高くなることから、部材厚を薄くして軽量化を図ることができると考えられる。

100 N/mm²を超える超高強度コンクリートについては、現在、高層ビルを対象とした建築分野では研究がなされている³⁾が、その材料物性や力学性状ならびに耐久性能について統一的に研究がなされていないのが現状である。さらに、材料的には、水結合材比が小さい高強度コンクリートは水和反応に伴う自己乾燥により大きな自己収縮が生じることが知られている⁴⁾。自己収縮を含む収縮は、PC構造における有効プレストレスの低下を招くだけでなく、鋼材の拘束によって初期ひび割れの原因となる可能性があり、力学特性や耐久性に重大な影響を与えることが懸念される。また、超高強度コンクリートのクリープ特性など、PC構造物の設計に必要な材料特性も現状ではわかっていない。

そこで、本章ではコンクリート部材の軽量化や耐久性向上にメリットが大きいと考えられる 150 N/mm²級の超高強度コンクリートの実用化とPC構造への適用を目的として、以下の項目について、実験的に検討を行うものである。

- ① 自己収縮を低減した 150 N/mm²の超高強度コンクリートの材料開発
- ② 150 N/mm²級超高強度コンクリートの材料物性の検討・評価
- ③ プレテンション部材への超高強度コンクリートの適用性検討

5. 2 自己収縮を低減した超高強度コンクリート材料の開発

一般に、コンクリートは水セメント（結合材）比が小さくなるほど自己収縮が大きくなり、混和材としてシリカフュームを使用するとさらに増大する¹⁾とされている。超高強度コンクリートでは、水結合材比の低減やシリカフュームの使用が基本技術となるため、これによって生じる大きな自己収縮がPC構造でのプレストレスの減少や打設後のひび割れの原因となることが懸念される。また、自己収縮がRC部材のせん断耐力を低下させる²⁾ことも指摘されている。

そこで、PC構造に適した超高強度コンクリートを開発するに当たり、以下の目標を設定した。

- ① 材齢28～91日で圧縮強度150 N/mm²以上（設計基準強度120 N/mm²以上）の強度を有すること
- ② 自己収縮が普通コンクリート程度に小さいこと
- ③ 粗骨材を相当量含有した経済的な配合であること
- ④ 施工性に優れること

高強度コンクリートの自己収縮低減方法については、これまでも様々な検討が行われてきている。セメントの種類では低熱ポルトランドセメントを、混和材や混和剤では膨張材や収縮低減剤を使用することで自己収縮を低減できることが知られており³⁾⁴⁾⁵⁾、これらを併用した場合の相乗効果も報告されている⁶⁾。また、吸水した人工軽量骨材が自己収縮を低減するというデータも示されている⁷⁾⁸⁾。しかし、これらの検討はいずれも圧縮強度が100 N/mm²程度以下のコンクリートに対して行われており、150 N/mm²という高い強度レベルでの効果は未知の部分がある。

そこで、本節では、150 N/mm²以上の圧縮強度と上記③、④の開発目標を満足した上で、自己収縮を有効に低減する方法について検討し、自己収縮を低減した超高強度コンクリート材料の開発を行った。

5.2.1 自己収縮を低減しない基本配合の検討

超高強度コンクリートでは、セメントマトリックスの強度とともに、骨材の種類や強度によってコンクリートの強度性状が左右されるとされており、セメントペーストの剛性と同程度の剛性を有する骨材を用いるのが有効との報告⁹⁾や細骨材の品質の影響が大きいとの報告¹⁰⁾もある。そこで、自己収縮を低減しない場合の圧縮強度150 N/mm²以上の超高強度コンクリートの基本配合を得るに当たって、強度性状に対する骨材の影響を検討するため、骨材種類をパラメータとした配合試験を行うこととした。なお、セメントおよび混和剤はそれぞれ1種類に限定した。フレッシュコンクリートの性状としては自己充填性を有することを前提とした。

(1) 使用材料および検討概要

超高強度コンクリートを構成する基本材料は、既往の研究や適用実績を考慮し、市場で入手可能な材料を選定した。セメントには自己収縮低減に有効と考えられる低熱ポルトランドセメントをベースにしたシリカフェームプレミックスセメント（記号 C、密度 3.08g/cm^3 、比表面積 $6060\text{cm}^2/\text{g}$ 、シリカフェーム混入率 10~15%）を、混和剤にはポリカルボン酸エーテル系高性能減水剤（記号 SP）および空気量調整にアルコール系消泡剤を使用した。

セメントおよび混和剤はそれぞれ 1 種類に限定した。骨材は超高強度コンクリートに適すると考えられる 4 種類の国内産砕砂（記号 S）・碎石（記号 G）を比較した。表-5.2.1 に骨材の種類と物性を示す。

表-5.2.1 検討した骨材の種類

岩種	記号	摘要	物性
石英片岩	D	砕砂	表乾密度 2.62 g/cm^3 、吸水率 0.72%、粗粒率 3.10
		碎石	最大寸法 20mm、表乾密度 2.62 g/cm^3 、吸水率 0.57%、実積率 63.1%
安山岩(1)	T	砕砂	表乾密度 2.62 g/cm^3 、吸水率 1.36%、粗粒率 2.78
		碎石	最大寸法 20mm、表乾密度 2.66 g/cm^3 、吸水率 1.37%、実積率 61.3%
安山岩(2)	H	砕砂	表乾密度 2.63 g/cm^3 、吸水率 1.91%、粗粒率 2.64
		碎石	最大寸法 20mm、表乾密度 2.63 g/cm^3 、吸水率 1.75%、実積率 60.2%
硬質砂岩	O	砕砂	表乾密度 2.61 g/cm^3 、吸水率 0.97%、粗粒率 2.74
		碎石	最大寸法 20mm、表乾密度 2.65 g/cm^3 、吸水率 0.51%、実積率 60.2%

(2) 基本配合のための予備検討

基本配合選定のために、水セメント比 (W/C)、単位粗骨材絶対容積 (G_{vol}) について、予備検討を実施した。予備試験の水準ならびに配合を表-5.2.2 に示す。なお、骨材としては、石英片岩骨材 (D) を使用した。

水セメント比 (W/C) については、既往の研究¹¹⁾を参考として、14%~20% (セメント水比 $C/W = 0.07 \sim 0.05$) について検討するものとし、単位水量は $150 \sim 160\text{ kg/m}^3$ を目標とした。単位粗骨材絶対容積 (G_{vol}) については、高流動コンクリート施工指針¹²⁾から、 $300 \sim 350\text{ l/m}^3$ とした。

強度試験結果を図-5.2.1 に、スランプフローを図-5.2.2 に示す。

W/C が非常に小さい本領域では、圧縮強度はセメント/水比 (W/C) と直線関係を示さなかった。これは、文献 5) におけるシリカフェーム混入の場合の圧縮強度と水結合材 (セメント+シリカフェーム) 比との関係とほぼ一致するものであり、この領域では、圧縮強度は必ずしも水セメント比と線形関係にないことがわかった。W/C については、試験結果から 14, 17, 20% のうち、圧縮強度が最大となった 17% を選定した。

ついで、施工性の良いフレッシュ性状を保つ安定した配合を検討するため、単位水量や高性能減水剤の添加量のトライアル試験を行い、基本配合を決定した。

選定した基本配合を表-5.2.3に示す。

以下の検討では、基本配合を用い、細骨材および粗骨材の容積を固定して骨材種類のみを変化させた4種類の配合について、フレッシュ性状と圧縮強度の違いを調べることにした。

表-5.2.2 予備試験の試験水準および配合

No.	空気量 (%)	W/C (%)	Gvol (%)	Vs/Vm (%)	Vw/Vp (%)	s/a (%)	単位量(上段:kg/m ³ ,下段:l/m ³)				SP (C×%)
							W	C	S	G	
14-300	1.5	14.0	300	22.5	43.1	33.9	160	1143	400	795	3.6
							160	371	154	300	
17-300		17.0	300	32.0	52.3	42.2	160	942	570	795	3.4
							160	306	219	300	
17-350		17.0	350	32.0	52.3	36.7	148	871	528	927.5	3.4
							148	283	203	350	
20-300		20.0	300	38.7	61.6	46.9	160	800	690	795	1.7
							160	260	265	300	

W/C:水セメント比, Gvol:単位粗骨材容積, Vs/Vm:細骨材容積比, Vw/Vp:水粉体容積比, s/a:細骨材率

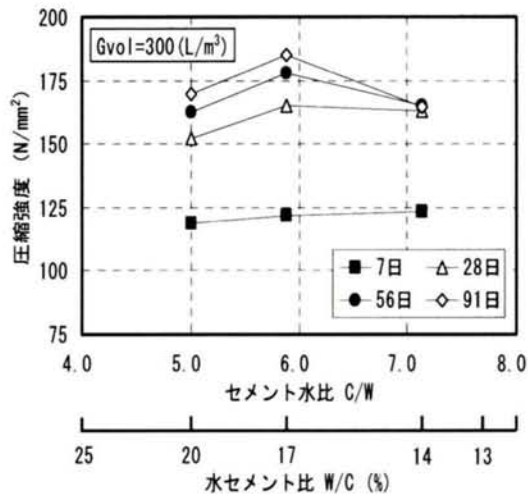


図-5.2.1 強度試験結果

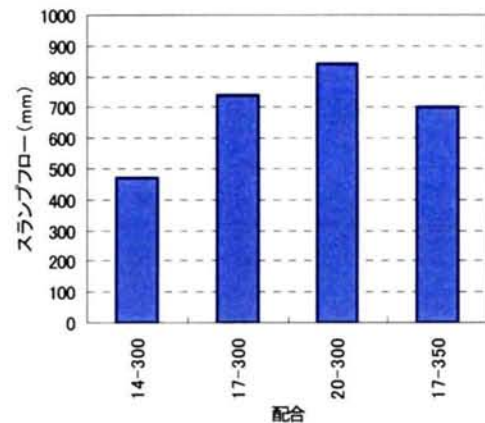


図-5.2.2 スランプフロー結果

表-5.2.3 基本配合

配合 No.	W/B (%)	Air (%)	G _{vol} (l/m ³)	単位量 (kg/m ³)				SP (C×%)
				W	C	S	G	
D-0	17	1.5	300	155	912	608	795	1.5
T-0						613	798	
H-0						615	789	
O-0						611	795	

D-0:石英片岩, T-0:安山岩(1), H-0:安山岩(2), O-0:硬質砂岩

(3) 練り混ぜ方法および試験方法

コンクリートは強制二軸式ミキサ（容量 100 リットル，回転数 60rpm）を用いて練り混ぜた。粗骨材以外の材料をミキサに投入後 120 秒練り混ぜ、一旦ミキサを停止して内壁や羽根に付着したセメントを掻き落とした後に再びミキサを作動して 180 秒練り混ぜた。さらに粗骨材投入後 180 秒練り混ぜ、ミキサから排出した。

コンクリート練上がり後、直ちにスランブフローと空気量、コンクリート温度を測定し、圧縮強度試験用の供試体を作製した。圧縮強度は「JIS A 1108-1999 コンクリートの圧縮強度試験方法」に準じ、標準養生における材齢は、低熱ポルトランドセメントをベースとしているため、7、28、56、91 日の 4 材齢で試験した。

(4) 実験結果

表-5.2.4 にフレッシュコンクリートの試験結果を、図-5.2.3 に圧縮強度の試験結果を示す。また、H-0 配合におけるスランブフローの状況を写真-5.2.1 に示す。

表-5.2.4 フレッシュコンクリートの試験結果

配合 No.	温度 (°C)	空気量 (%)	スランブフロー (mm)	50cm フロー時間 (sec)
D-0	23.8	2.2	545	13.7
T-0	21.9	1.7	663	10.3
H-0	22.4	1.3	743	10.8
O-0	21.8	1.4	615	14.3

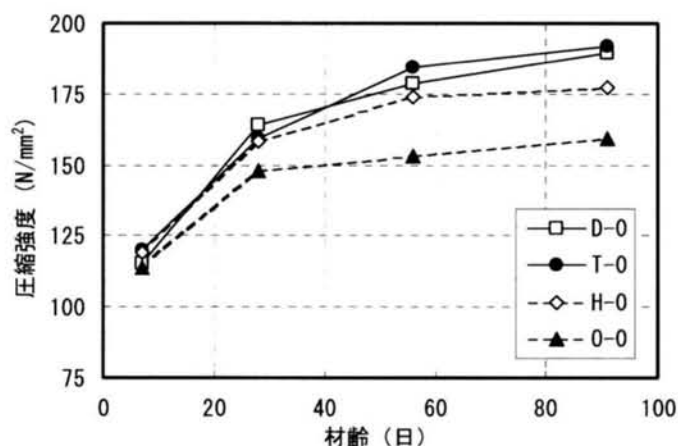


図-5.2.3 圧縮強度の試験結果



写真 5.2.1 スランブフロー(配合 H-0)

空気量は、D-0 が 2.2%とやや高いものの、その他は概ね 1.5%前後であった。高性能減水剤の添加率を一定としたため、スランプフローは 545～743mm の範囲で変動している。圧縮強度は、いずれの骨材を使用した場合も材齢 91 日で 150N/mm^2 を超える結果が得られたが、骨材の種類によって強度に差が生じた。特に、石英片岩骨材および安山岩(1)骨材を使用した場合に 190 N/mm^2 程度の高い圧縮強度が得られ、硬質砂岩とは約 30 N/mm^2 の差が生じた。

したがって、以下の本研究で用いる超高強度コンクリートの基本配合には、石英片岩骨材または安山岩(1)骨材を使用することとした。

5.2.2 自己収縮低減方法の検討

(1) 自己収縮低減方法

前項で得られた超高強度コンクリートの基本配合は、大きな自己収縮を示すことが予想される。そこで、自己収縮を効率的に低減する方法を選定するため、メカニズムの異なる以下の 3 つの方法について、それぞれ単独もしくは併用した場合の自己収縮低減効果を実験的に検証することにした。

①膨張材の適用

膨張材が膨張性水和物を生成して自己膨張することにより、見かけの体積が増加して収縮を補償する方法。

②収縮低減剤の適用

収縮低減剤がセメント硬化体の細孔溶液の表面張力を低下させ、収縮の原因とされる毛細管張力を低減させる方法。

③人工軽量骨材の適用

人工軽量骨材内部の保有水がセメントの水和に伴う硬化体の自己乾燥を補償し、細孔空隙中の湿度低下を防止する（セルフキュアリング効果）方法。

(2) 実験方法

セメントおよび混和剤は 5.2.1 での検討と同じもの、骨材には石英片岩砕砂および碎石を使用し、表-5.2.3 に示す配合 (D-0) を基本配合とした。また、膨張材には石灰-エトリンガイト系（記号 EX, 密度 3.20g/cm^3 , 比表面積 $3500\text{cm}^2/\text{g}$ ）、収縮低減剤には低級アルコール・アルキレンオキシド付加物（記号 RA）、人工軽量骨材には比較的高い強度と吸水率を有する石炭灰人工骨材¹³⁾（記号 JL, 5～10mm, 絶乾密度 1.53g/cm^3 , 表乾密度 1.72 g/cm^3 , 吸水率 12.2%, ただし表乾密度および吸水率は出荷時にプレソーキング処理したものを入荷後 7 日間以上水中保管した後の値）を表乾状態に調整して使用した。使用した人工軽量骨材を写真-5.2.2 に示す。

表-5.2.5 に実験の水準とコンクリートの配合条件を示す。空気量、水結合材比、単位水量、単位粗骨材絶対容積、高性能減水剤添加率を一定とし、基本配合をベースに膨張材、収縮低減剤および軽量骨材の単独使用による効果および併用使用による効果を確認するための 13 の配合ケースについて設定した。練り混ぜは、5.2.1 と同様の手順で行い、スランプフローと空気量、コンクリート

温度を測定し、圧縮強度、凝結時間および自己収縮を測定するための供試体を作製した。

自己収縮の測定は、 $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$ の角柱試験体を用いて JCI・自己収縮研究委員会「セメントペースト、モルタルおよびコンクリート自己収縮および自己膨張試験方法(案)」¹⁾に準じて行ったが、ひずみの測定は脱型前後で連続して測定が可能な低剛性タイプの埋込み型ひずみ計（見かけの弾性係数；約 40 N/mm^2 ）を埋設する方法とした。ひずみ計の設置状況を写真-5.2.3に、脱型後の養生状況を写真-5.2.4～5.2.5に示す。凝結時間は「JIS A 1147-2001 コンクリートの凝結時間試験方法」に準じて測定したが、自己収縮の測定開始時間を知ることが目的のため、始発時間までの計測とした。

表-5.2.5 実験の水準と配合条件

配合名	空気量 (%)	W/ (C+EX) (%)	W (kg/m^3)	Gvol (G+JL) (L/m^3)	SP/ (C+EX) (%)	EX (kg/m^3)	RA/ (C+EX) (%)	JL/(G+JL) 容積率 (%)
基本配合	1.5	17	155	300	1.5	—	—	—
E20						20	—	—
E25						25	—	—
E30						30	—	—
R1						—	1.0	—
R2						—	2.0	—
E25R2						25	2.0	—
JL10						—	—	10
JL20						—	—	20
JL30						—	—	30
JL20E10						10	—	20
JL20R1						—	1.0	20
JL20E10R05						10	0.5	20

(W は SP・RA の容積相当分水量を含む)



写真-5.2.2 人工軽量骨材

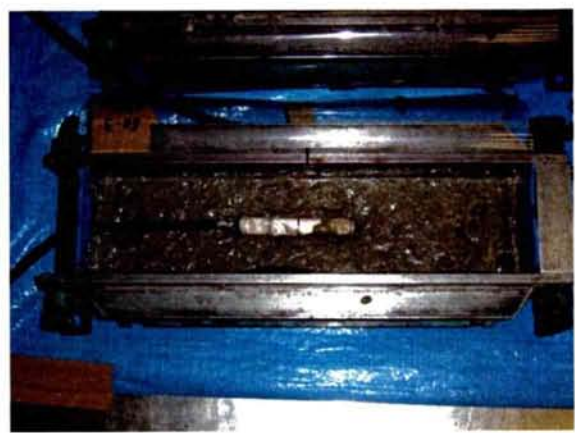


写真-5.2.3 低剛性ひずみ計設置状況

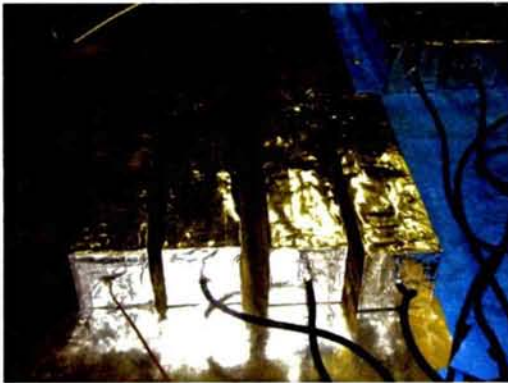


写真-5.2.4 養生状況



写真-5.2.5 養生状況

(3) 実験結果と考察

1) スランプフローおよび凝結時間

図-5.2.4 に各配合のスランプフローの測定結果を示す。膨張材の添加率の増加によってスランプフローは低下し、基本配合と比較して流動性が損なわれる傾向にあることが分かる。逆に収縮低減剤はスランプフローを増大させる効果が見られた。また、人工軽量骨材を単独で使用した場合は、スランプフローを増大させる傾向を示し、流動性は向上した。ただし、膨張材と併用したケース（JL20E10）では、スランプフローは低下することが分かった。なお、空気量はすべてのケースにおいて 1.3～2.5% の範囲にあった。また、基本配合を含むスランプフロー 550mm 以上の配合については、「JSCE-F 511-1999 高流動コンクリートの充てん装置を用いた間げき通過性試験方法（案）」における間隙通過試験に基づき、自己充てん性ランク 2 以上の良好な自己充てん性を有しているものと判断した。

図-5.2.5 に各配合の凝結始発時間の結果を示す。膨張材および人工軽量骨材を単独で使用した場合には、基本配合と比較して凝結始発時間に大きな差は見られなかった。しかし、これらを併用したケース（JL20E10）では凝結始発時間は早くなる結果が得られた。これには、スランプフローが小さかったことも影響しているものと考えられる。一方、収縮低減剤は明らかに凝結を遅延させる影響のあることが確認された。

2) 圧縮強度

図-5.2.6～5.2.9 に圧縮強度の試験結果を示す。自己収縮の低減対策を施したケースでは、全てのケースにおいて基本配合の圧縮強度を下回る結果となり、いずれの方法においても強度の低下は避けられないことが分かった。しかし、材齢 56 日では全ての配合で目標とする 150N/mm^2 以上の圧縮強度が確認された。

図-5.2.6 および図-5.2.7 は膨張材および収縮低減剤を単独使用もしくは併用した場合における強度発現性状を比較したものである。膨張材のみを使用した場合（E20, E25, E30）、材齢 7 日では添加量が多いほど低い強度を示しているが、28 日以降はほぼ同じ強度となり、91 日では 170N/mm^2 程度に達している。

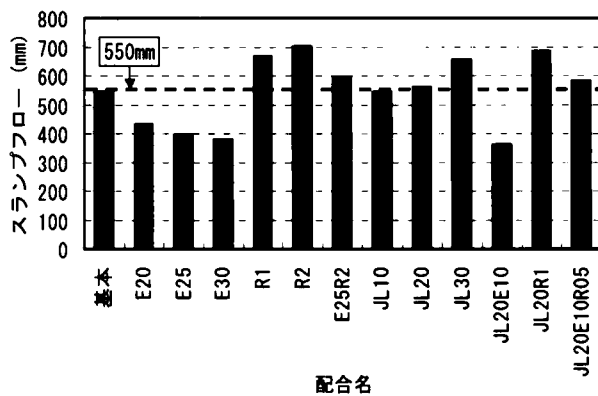


図-5.2.4 スランプフローの結果

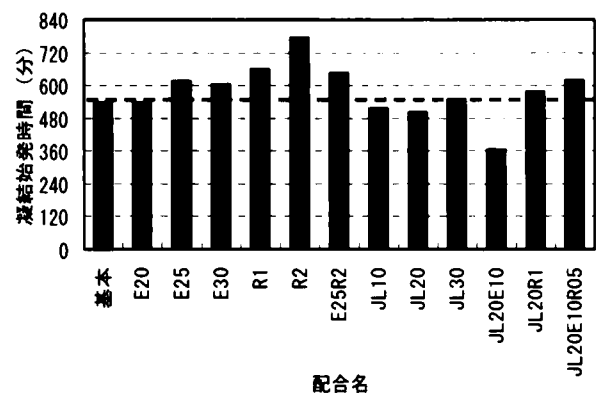


図-5.2.5 凝結始発時間の結果

収縮低減剤のみを使用した場合 (R1, R2) は、膨張剤のみを使用した場合と同様に、材齢 7 日では添加率が多いほど強度低下が大きくなっているが、28 日以降ではほぼ同じ強度となり、材齢 91 日では 175N/mm^2 以上となった。さらに、膨張材と収縮低減剤を併用した場合 (E25R2) では、材齢 56 日までほぼ E30 と同様の強度発現性状となっていたが、材齢 91 日では 155N/mm^2 程度と長期強度の増進がほとんど見られなかった。

図-5.2.8 は人工軽量骨材の置換率別における圧縮強度の発現性状を示したものである。材齢 28 日以降において置換率が高いほど圧縮強度は小さくなる傾向を示した。特に置換率 30% (JL30) では、試験誤差も含まれると考えられるが材齢 91 日の方が値的に小さくなるなど材齢 28 日以降はほぼ頭打ちの状況となった。一方、置換率 20% までのケースでは、材齢 91 日に至るまで圧縮強度の増進が認められ、置換率 20% (JL20) で 170N/mm^2 に達した。

図-5.2.9 は人工軽量骨材の置換率を 20% で一定とし、膨張材と収縮低減剤のどちらか一方および両方を併用した場合について、圧縮強度の発現性状を示したものである。いずれの配合においても、JL20 より圧縮強度は低減する結果となったが、JL20E10, JL20R1, JL20E10R05 間の差異は小さく、3 ケースとも材齢 56 日以降はほぼ頭打ちの状況となった。これらのケースでは、材齢 91 日で $149 \sim 155\text{N/mm}^2$ 程度の圧縮強度が得られた。

図-5.2.10 は自己収縮の低減対策を施した各配合における材齢 91 日での圧縮強度低下率 (基本配合の圧縮強度を基準に算定) を示したものである。

人工軽量骨材を使用しない場合、収縮低減剤を 2% まで添加した範囲では強度低下率が小さく 8% 程度であったが、膨張材を添加した場合では強度低下率は 12% と大きかった。これは、膨張材を内割りでセメントと置換していることと膨張性水和物がセメントマトリックスの強度を若干低減するためと考えられる。

一方、人工軽量骨材を使用した場合では、置換率の増加に伴って強度低下率が大きくなり、置換率 30% で使用した場合 (JL30) の強度低下率は 22% を示した。ただし、置換率 20% 程度であれば、膨張材を使用したケースの強度低下率とあまり変わらない結果であった。これは、人工軽量骨材が天然骨材より強度が小さいため、置換率がある程度以上大きくなると、セメントマトリックスの強

度で補償できないためと考えられる。

また、人工軽量骨材と膨張材、収縮低減剤を併用した場合には、単独で使用するよりもさらに強度低下率は大きくなる傾向を示した。これは、各要因の強度低下原因が累加されるためと考えられる。

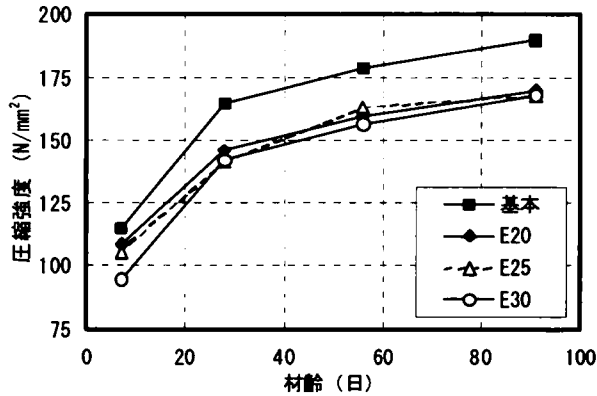


図-5.2.6 圧縮強度(膨張材使用)

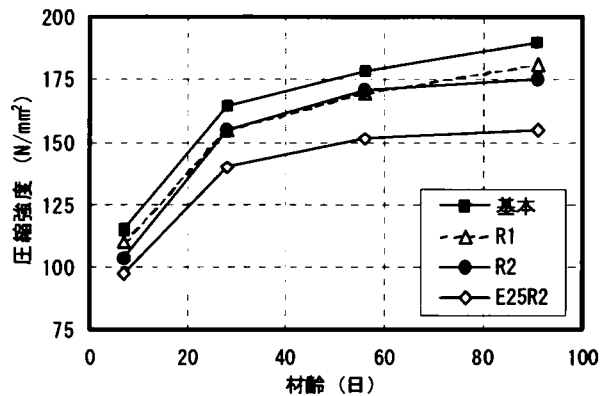


図-5.2.7 圧縮強度(収縮低減剤使用)

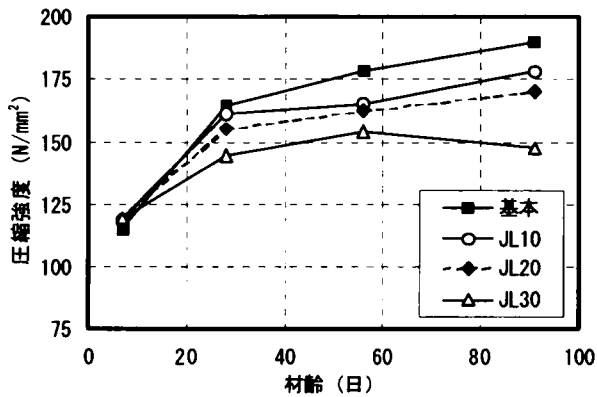


図-5.2.8 圧縮強度(人工軽量骨材使用)

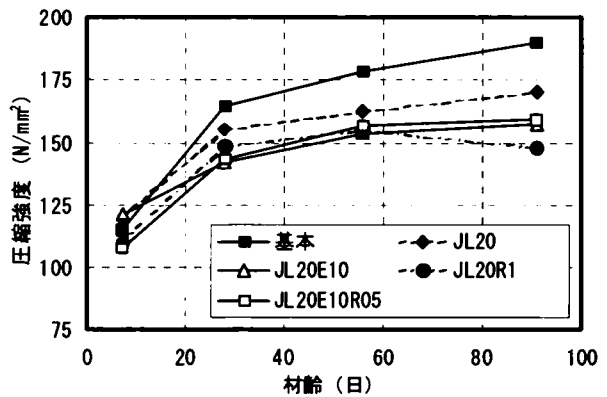


図-5.2.9 圧縮強度(人工軽量骨材併用)

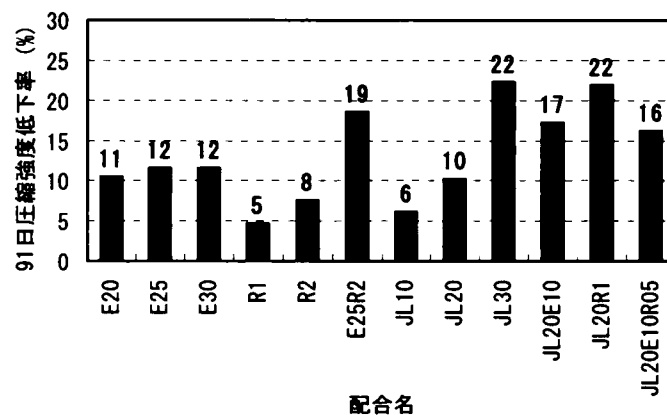


図-5.2.10 圧縮強度の低下率(材齢 91 日)

3) 自己収縮

図-5.2.11～5.2.14に材齢91日までの自己収縮の測定結果を示す。各配合ケースとも、凝結始発時のひずみを0とし、それ以降の20℃非乾燥状態における自由収縮(膨張)ひずみを計測している。なお、図中のプラス方向は膨張ひずみを、マイナス方向は収縮ひずみをそれぞれ表している。また、図-5.2.11には、基本配合について、式(5.2.1)で示される土木学会コンクリート標準示方書¹⁾の推定式での計算値(推定値(基本)と表示)も示している。

$$\varepsilon'_{as}(t) = \gamma \varepsilon'_{as\infty} \left[1 - \exp\{-a(t-t_s)^b\} \right] \quad (5.2.1)$$

ここに、 $\varepsilon'_{as}(t)$ ：凝結の始発から材齢 t までのコンクリートの自己収縮ひずみ ($\times 10^{-6}$)

γ ：セメントおよび混和材の種類の影響を表す係数(普通ポルトランドセメントの場合1.0)

$\varepsilon'_{as\infty}$ ：自己収縮ひずみの最終値 ($\times 10^{-6}$) で、式(5.2.2)による

$$\varepsilon'_{as\infty} = 3070 \exp\{-7.2(W/C)\} \quad (5.2.2)$$

t_s ：凝結の始発(日)

a, b ：自己収縮の進行特性を表す係数で下記の表で示される値。

W/C	a	b
0.2	1.2	0.4
0.23	1.5	0.4
0.3	0.6	0.5
0.4	0.1	0.7

t, t_s ：コンクリートの有効材齢(日)

式(5.2.2)で示される自己収縮ひずみの最終値 $\varepsilon'_{as\infty}$ は、普通ポルトランドセメントを用いた $W/C=0.2\sim 0.5$ の範囲の材齢91日における実験結果をもとに回帰された実験式である¹⁾。超高強度コンクリートの $W/C=0.17$ で外挿した場合、 $\varepsilon'_{as\infty}=903 \times 10^{-6}$ となる。そこで、推定式での計算値では、 γ として材齢91日での自己収縮ひずみの実測値と計算値との比から、 $\gamma=0.72$ として求めた。また、自己収縮の進行特性を表す係数 a, b は、 $W/C=0.2$ の値を準用したものである。

自己収縮低減対策を講じない基本配合においては、材齢91日で 650×10^{-6} という大きな自己収縮ひずみが計測された。ただし、この値は、前述のように普通ポルトランドセメントにおける土木学会の推定値より小さい値であった。これは、シリカフュームの混入による自己収縮の増加よりも低熱ポルトランドセメントとした影響の方が大きかったためと考えられる。

一方、自己収縮の低減対策を施した各配合においては、いずれも基本配合に比較して自己収縮は小さくなり、予測された効果が発揮された。図-5.2.15に、自己収縮の低減対策を施した各配合における材齢91日での自己収縮低減率(基本配合の材齢91日の自己収縮ひずみを基準に算定)を示す。

各自己収縮低減方法を単独で使した場合の効果を明らかにするため、図-5.2.16に、膨張材の添加量、収縮低減剤の添加率および人工軽量骨材の置換率と自己収縮低減率との関係をそれぞれ示

す。まず、膨張材の添加量と自己収縮低減率との関係は、今回の範囲ではほぼ比例する関係となった。特に膨張材を 30kg/m^3 使用した場合 (E30) では、自己収縮ひずみは材齢 91 日で 180×10^{-6} となり、70%以上の収縮低減を示した。

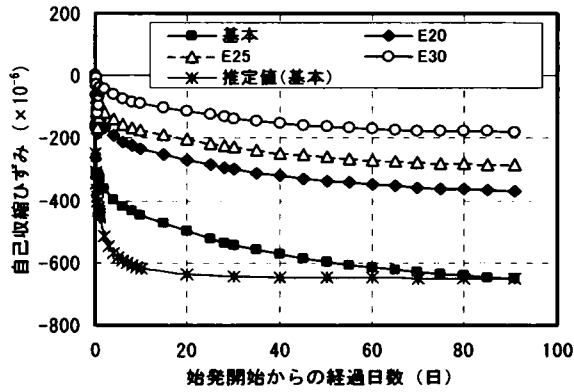


図-5.2.11 自己収縮 (膨張材使用)

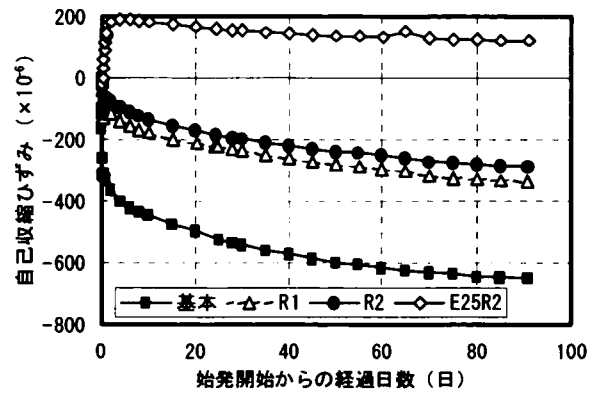


図-5.2.12 自己収縮 (収縮低減剤使用)

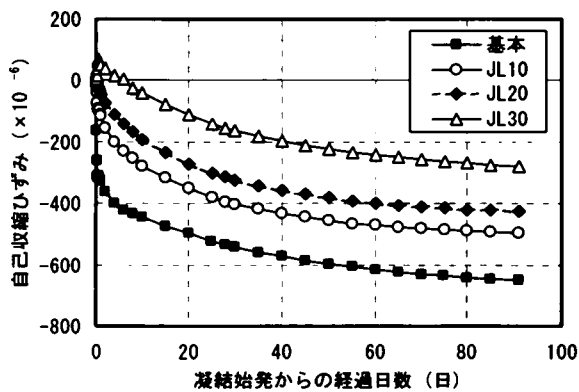


図-5.2.13 自己収縮 (人工軽量骨材使用)

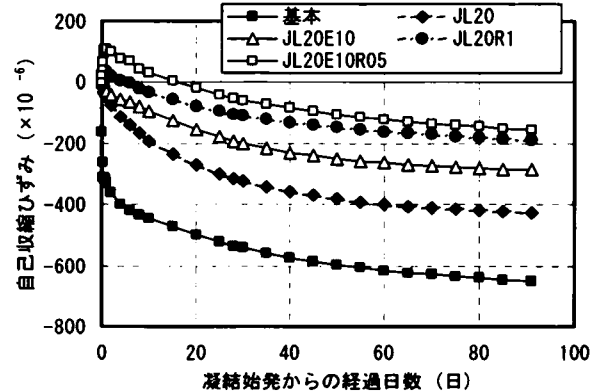


図-5.2.14 自己収縮 (人工軽量骨材併用)

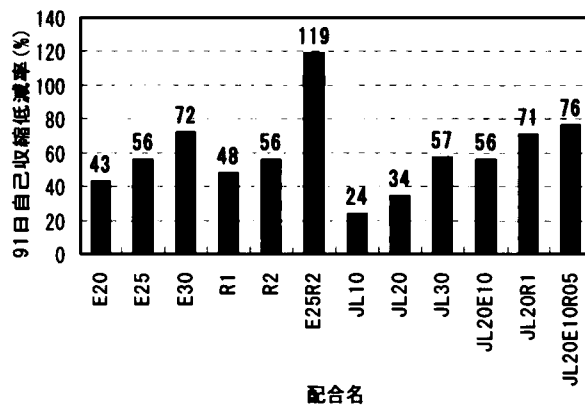


図-5.2.15 基本配合に対する自己収縮低減率

次に、収縮低減剤の添加率と自己収縮低減率との関係は、今回単独に変化させたものは2ケースのみであるが、添加率2% (R2) で膨張材 25kg/m³のケース (E25) と同程度の収縮低減 (56%) を示しており、有用な方法と言える。さらに、人工軽量骨材の置換率と自己収縮低減率との関係も、膨張材の場合と同様に比例する関係となり、置換率30%で使用した場合 (JL30) では約60%の収縮低減が見られた。このことより、人工軽量骨材の置換率が自己収縮低減対策として有用であることが分かる。

なお、各収縮低減方法が自己収縮の履歴に与える影響の特徴としては、以下の点が観察された。

- ①膨張材を使用した場合、材齢初期の収縮低減が大きいとともに、91日までの硬化過程における収縮の増加量も基本配合に比較して小さい。
- ②収縮低減剤を使用した場合も、膨張材と同様の傾向が見られる。
- ④ 人工軽量骨材を使用した場合、特に材齢初期の収縮低減が大きく、材齢数日以降の自己収縮の増加量は、基本配合とあまり変わらない。

続いて、各自己収縮低減方法を併用した場合の効果について評価するため、3つの低減方法が図-5.2.16 に示すように独立して自己収縮低減率と比例関係にあるものとして重ね合わせて算出した自己収縮低減率の計算値と実測値との関係を図-5.2.17 に示す。

この図より、計算値と実測値はほぼ等しいことが分かり、各々の収縮低減方法は重ね合わせ効果が発揮されることが分かった。なお、膨張材 25 kg/m³と収縮低減剤 2%を併用したケース (E25R2) では、材齢初期に約 200×10^{-6} の膨張が確認された後、材齢91日に至るまでその膨張量は漸減するものの、収縮側への移行は見られなかった。既往の研究では、膨張材と収縮低減剤の相乗効果が大きいとの報告があるが⁶⁾、本研究では相乗効果までの効果は見られなかった。

以上から、超高強度コンクリートの収縮低減方法については、3種類の収縮低減方法の効果が独立に発揮されると考えてよく、その他の要求性能から最適な組み合わせを考えればよいことが明らかとなった。

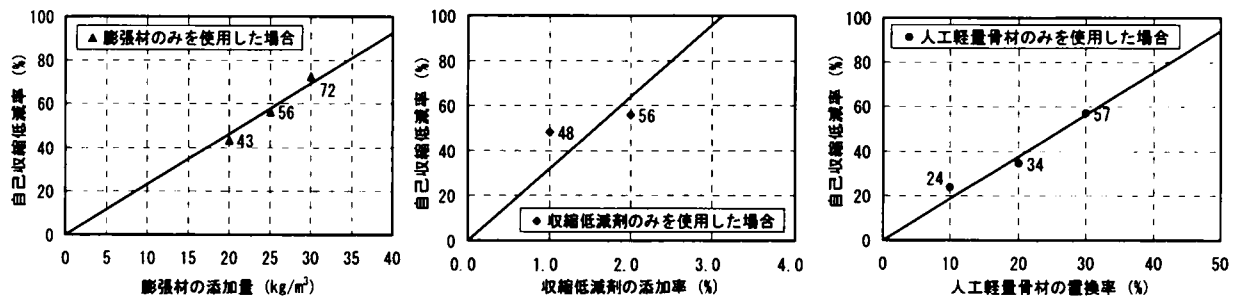
4) 自己収縮低減効率の評価

本研究では 150 N/mm² 以上の圧縮強度を満足することを目標としているため、収縮低減方法の評価には、収縮低減効果と強度の低下程度を総合的に評価できる指標が必要である。そこで、以下のような「自己収縮低減効率指数 (効率指数)」を定義し、評価することを試みた。

$$\text{効率指数} = \frac{\text{収縮低減率 (\%)}}{\text{強度低下率 (\%)}} \quad (5.2.3)$$

収縮低減率(%)および強度低下率(%)は、前述のように、それぞれ基本配合の自己収縮、圧縮強度を基準とした場合の各配合における減少率を表している。効率指数値が大きいほど単位圧縮強度低下当たりの収縮低減効果が大きく(単位収縮低減効果当たりの圧縮強度低下が小さく)、より高い強度で効率的に自己収縮の低減ができる方法であると評価することができる。

図-5.2.18 に各配合の効率指数の比較を示す。効率指数は圧縮強度および自己収縮が安定した材



(a) 膨張材のみを使用した場合 (b) 収縮低減剤を使用した場合 (c) 人工軽量骨材のみを使用した場合

図 5.2.16 自己収縮低減方法を単独で使した場合の自己収縮低減率

齢 91 日で検討することを基本とするが、参考として材齢 28 日で評価した場合についても示す。

材齢 91 日で評価した場合、収縮低減剤を単独使用した場合が最も効率指数が大きい結果となった。ただし、収縮低減剤の添加量の増加に対して効率指数が低下する。次に効率が良いのは膨張材もしくは収縮低減剤と併用したケースであり、膨張材については、添加量が多いほど効率指数が高くなる。

一方、人工軽量骨材を使用した場合、使用しないケースと比較して相対的に効率指数は小さく、置換率が高いほど低下する傾向が見られる。これは、強度低下が大きいことに起因しているものと考えられる。しかし、少量の膨張材や収縮低減剤を併用することで、収縮低減効率をより高めることが可能であることも確認され、人工軽量骨材置換率 20%に膨張材と収縮低減剤を併用したケース (JL20E10R05) では膨張材 25 kg/m³ (E25) と同等の効率指数となった。すなわち、150 N/mm²級の超高強度コンクリートに対しても、人工軽量骨材の使用量や他の混和材料と組合せることによって、人工軽量骨材も有効な自己収縮低減方法

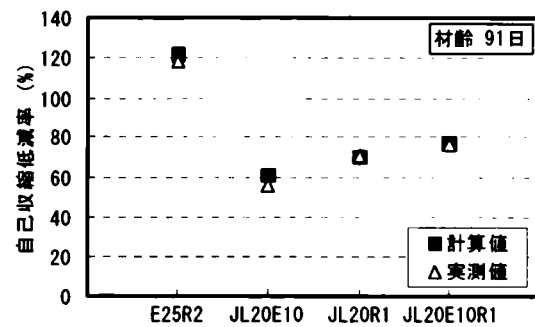
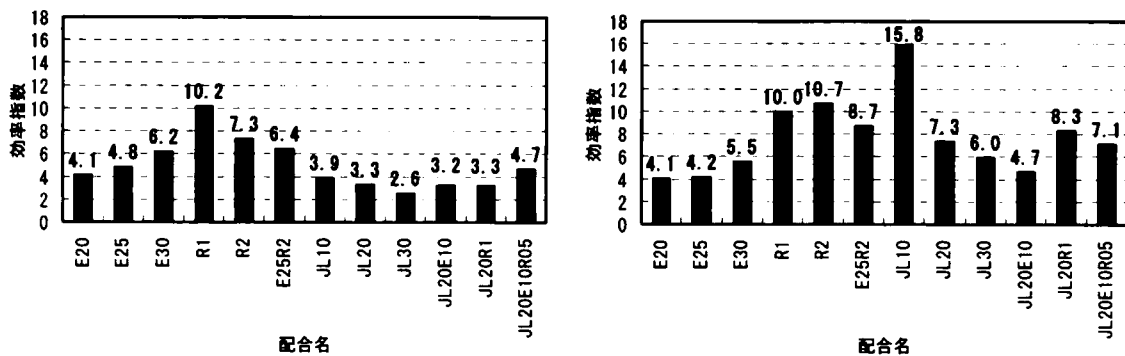


図 5.2.17 自己収縮低減方法を併用した場合の自己収縮低減効果



(a) 材齢 91 日

(b) 材齢 28 日

図-5.2.18 自己収縮低減効率指数の比較

となり得ることが分かる。

材齢 28 日で評価した場合も、膨張材や収縮低減剤を単独使用した場合の効率指数は、材齢 91 日とほぼ同等な傾向となったが、人工軽量骨材を使用した場合については効率指数が材齢 91 日で評価した場合に比較して全般的に高くなり、人工軽量骨材置換率 10%のケースが最も効率指数が高い結果となった。これは、人工軽量骨材を使用した場合には、材齢 28 日での強度低下率が比較的小さかったことによるものと考えられる。

5.2.3 まとめ

プレストレストコンクリート橋などの土木構造物への適用を目指し、自己収縮の少ない超高強度コンクリートの開発を行った。以下に得られた知見をまとめる。

(1) 基本配合について

- 1) 低熱ポルトランドセメントベースのシリカフェームプレミックスセメントと超高強度用高性能減水剤を使用し、水セメント比 17%で良好な施工性を示すコンクリートが製造可能である。
- 2) 岩種および産地の異なる 4 種類の砕砂・砕石を比較したところ、約 30 N/mm^2 の強度差が見られた。石英片岩もしくは安山岩(1)を用いることで、材齢 91 日の圧縮強度が 190 N/mm^2 程度を示す超高強度コンクリートの基本配合（水セメント比 17%，単位水量 155 kg/m^3 ，単位粗骨材絶対容積 300 l/m^3 ）が得られる。

(2) 自己収縮低減方法について

- 1) 収縮低減対策を行っていない超高強度コンクリートの基本配合（水セメント比；17%，圧縮強度； 190 N/mm^2 程度）では、材齢 91 日で 650×10^{-6} の大きな自己収縮ひずみが生じる。
- 2) 自己収縮低減方法としての膨張材は、今回の使用量（ 30 kg/m^3 以下）の範囲では、使用量と収縮低減率とは比例関係を示し、改善効果も 70%と大きいですが、流動性を著しく低下させるとともに強度も 10%以上低下する。
- 3) 収縮低減剤は、今回の使用量（ $2\% \times$ 結合材質量）の範囲では、50%程度と収縮低減効率が大きく、流動性も向上する効果が見られる。圧縮強度は、10%未満低下する。
- 4) 本研究で使用した人工軽量骨材は粗骨材置換率 30%までの範囲で、粗骨材置換率と収縮低減率とは比例関係を示し、改善効果も 50%程度と自己収縮の低減に有効であるが、使用量の増加に応じて強度低下も大きくなる。粗骨材置換率 20%程度であれば、強度低下率は膨張材を使用したケースとあまり変わらない。
- 5) 自己収縮の低減効果のみに着目した場合は、膨張材、収縮低減剤、人工軽量骨材は独立した収縮低減効果が認められ、重ね合わせ効果が期待できる。
- 6) 人工軽量骨材置換率 20%の場合、少量の膨張材（ 10 kg/m^3 ）および収縮低減剤（ $C \times 0.5\%$ ）を併用することで、フレッシュコンクリートの流動性を損なわずに比較的効率の高い自己収縮の低減を実現することが可能である。

5. 3 150 N/mm²級超高強度コンクリートの材料特性

5.3.1 検討概要

自己収縮を低減した 150 N/mm²級超高強度コンクリートの材料特性を検討し、設計用データとするため、ここでは各種強度特性ならびに基本的な耐久性能を調査するものとした。

使用材料ならびに配合としては、前節での検討を踏まえ、フレッシュコンクリートのスランプフロー値、強度特性ならびに自己収縮特性を勘案して、自己収縮の低減方法として、①膨張材を使用する方法および②収縮低減剤と人工軽量骨材を併用する方法を採用した。

セメント、高性能減水剤、消泡剤、収縮低減剤については、5.2 節と同じものを使用した。骨材は、今後の流通性を考慮して、5.2 節で使用した骨材と圧縮強度特性が同等な安山岩(1)砕砂（記号 S、表乾密度 2.66 g/cm³、吸水率 1.30%、粗粒率 2.61）および碎石（記号 G、最大寸法 20mm、表乾密度 2.66 g/cm³、吸水率 1.25%、実積率 63.1%）を使用した。人工軽量骨材には製造ロットは異なるが 5.2 節と同じ種類のもの（記号 JL、5～10mm、絶乾密度 1.53g/cm³、表乾密度 1.80 g/cm³、吸水率 17.8%、ただし表乾密度・吸水率は出荷時にプレソーキング処理したものを入荷後 7 日間以上水中保管した後の値）を使用した。

表-5.3.1 には試験に供したコンクリートの配合を示す。配合 B は自己収縮を低減しない基本配合を、配合 JLR は人工軽量骨材（置換率 20%）と収縮低減剤（添加率 C×0.5%）を併用して自己収縮の低減を図った配合を、配合 E20 は膨張材（20kg/m³）を用いて自己収縮の低減を図った配合を示している。また、N 配合は、比較用としての普通ポルトランドセメントを用いた普通コンクリートである。

表-5.3.1 コンクリートの配合

記号	W/(C+EX) (%)	Air (%)	単位量 (kg/m ³)						SP 剤 (C×%)	RA 剤 (C×%)	JL/(G+JL) 容積率(%)	備考
			W	C	EX	S	G	JL				
B	17.0	1.5	155	912 ^{※1}	—	622	798	—	1.5	—	—	基本配合
E20	17.0	1.5	155	892 ^{※1}	20	608	795	—	1.5	—	—	自己収縮改善
JLR	17.0	1.5	155	912 ^{※1}	—	622	638	108	1.5	0.5	20	
N	50.0	4.5	165	330 ^{※2}	—	807	999	—	0.3	—	—	普通コンクリート

EX: 膨張材, RA: 収縮低減剤, JL: 人工軽量骨材

※1: シリカフェーム混入低熱ポルトランドセメント, ※2: 普通ポルトランドセメント

5.3.2 150 N/mm²級超高強度コンクリートの材料特性

(1) 試験項目および試験方法

超高強度コンクリートの PC 構造への利用に当たって、以下に示す基本的な硬化物性について試験を実施した。

1) 圧縮強度およびヤング係数

20℃標準養生および現場封緘養生した円柱供試体（φ100×200mm）を用いて、材齢に応じて圧縮強度およびヤング係数の試験を行った。また一部については、20℃60%RH（気中）養生も行った。試験方法は、圧縮強度については「JIS A 1108-1999 コンクリートの圧縮強度試験方法」に、ヤング係数については「JIS A 1149-2001 コンクリートの静弾性係数試験方法」に基づいて実施した。

2) 引張強度

圧縮強度試験と同様、20℃標準養生および現場封緘養生した供試体（φ150×200mm）を用いて、引張強度試験を行った。試験方法は、「JIS A 1113-1999 コンクリートの割裂引張強度試験方法」に基づいて実施した。

3) 収縮ひずみ

自己収縮の試験は、日本コンクリート工学協会・自己収縮研究委員会「セメントペースト、モルタルおよびコンクリートの自己収縮および自己膨張試験方法（案）」¹⁾に準じて行ったが、ひずみの測定は前節と同様に低剛性タイプの埋込み型ひずみ計（見かけの弾性係数：約 40N/mm²）を用いた。

4) クリープ特性

クリープ特性を把握するために、JIS 原案²⁾に準じてクリープ試験を実施した。クリープ試験に用いる試験体は、φ100×200mm 円柱供試体とした。試験は写真-5.3.1 に示すように、3 体の供試体を重ねて、油圧ジャッキで一定荷重を継続载荷することによって行った。クリープひずみは、基長 100mm で供試体表面に貼付したチップ間の長さ変化をコンタクトゲージで計測して求めた。

载荷材齢はプレストレス導入時の材齢を考慮して 2 日、4 日とし、载荷応力度は後述のプレストレス導入試験と同じにした。また、比較のため材齢 28 日まで 20℃水中養生した φ100×200mm 円柱供試体を、20℃60%の温湿度環境において、28 日圧縮強度の 3 分の 1 の応力度で継続载荷した場合についても試験を実施した。

また、計測されるひずみ変化には自己収縮や乾燥収縮ひずみなどが含まれるため、これらの影響を取り除く必要があることから、クリープ試験に用いた φ100×200mm 供試体と同様の養生条件下で、無载荷供試体を作製し自己収縮と乾燥収縮を含む自由ひずみを測定した。

クリープひずみは、クリープ試験による全ひずみから载荷時弾性ひずみと载荷後の無载荷供試体による自己収縮と乾燥収縮を含む自由ひずみを差引いたひずみで評価した。

5) 付着強度

コンクリートの種類、材齢、および鋼材の種類をパラメータとして引抜き試験を行い、付着強度について検討した。試験パラメータと試験体を表-5.3.2 に示す。コンクリートは自己収縮を低減した 2 種類の超高強度コンクリートと普通コンクリートとした。プレテンション部材として使用することを想定して、材齢 28 日の他に、材齢 2, 4, 7 日の場合についても試験を行った。鋼材は、公

称径 26mm の異形 PC 鋼棒と公称径 15.2mm の PC 鋼より線、ならびに比較用に SD685 相当の異形鉄筋 D22 について試験を行った。

試験方法を写真-5.3.2 に示す。試験方法は、土木学会規準「JSCE-G503-1999 引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法」に準拠した。ただし、すべり量が $0.002D$ (D は鋼材の直径) における付着応力度が付着強度を評価する指標とされているが、これに達する前に割裂破壊しないようにコンクリートブロックの水平方向の寸法を 1.5 倍にした。高さ方向の寸法および付着長は土木学会規準と同じ値とした。

表-5.3.2 引抜き試験の試験条件

鋼材		コンクリート		
鋼材種類	公称径 ϕ (mm)	配合	試験材齢 (日)	圧縮強度 $f_{c'}$ (N/mm^2)
異形PC鋼棒	26	E20	28	150.4
		E20	7	123.3
		JLR	28	137.9
		JLR	4	82.8
		JLR	2	66.0
PC鋼より線	15.2	E20	28	150.4
		E20	7	123.3
異形鉄筋	22	E20	28	150.4
		N	28	44.6

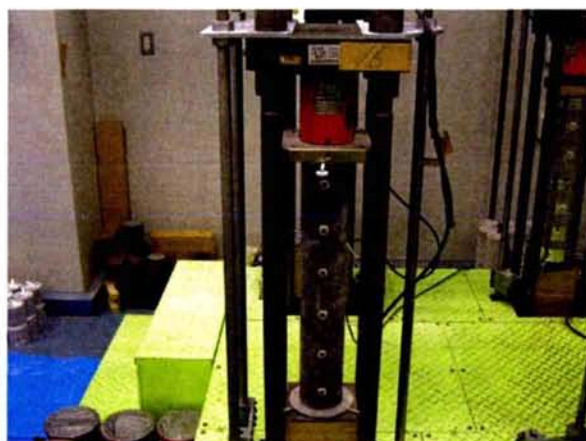


写真-5.3.1 クリープ試験



写真-5.3.2 引抜き試験方法

(2) 試験結果と考察

1) 圧縮強度

図-5.3.1 は、超高強度コンクリートの基本配合 B、自己収縮低減配合 JLR、E20 および普通コンクリート N について、標準養生での圧縮強度発現状況を示したものである。基本配合 B では、28 日で $168 N/mm^2$ が得られたが、自己収縮を低減した配合については基本配合よりも強度が低下しており、膨張材を用いた配合 E20 では 28 日で $147 N/mm^2$ 程度の強度であった。また、人工軽量骨材と収縮低減剤を用いた配合 JLR では、28 日で $130 N/mm^2$ となっているが、56 日では $150 N/mm^2$ が得られており、長期強度の伸びは大きくなっている。これは、セメントのベースが低発熱ポルトランドセメントであることと、人工軽量骨材の保水効果が長期強度の伸びをもたらしたものと考えられる。

図-5.3.2 (a)に基本配合 B、図-5.3.2 (b)に自己収縮低減配合 JLR の各養生条件下での圧縮強度

の発現履歴を示す。配合 B では、標準養生と封緘養生にあまり大きな差は認められず、いずれも材齢 91 日で 190 N/mm^2 程度の高い圧縮強度が得られたが、気中養生では強度低下し、 155 N/mm^2 程度となった。

一方、配合 JLR は標準養生、封緘養生ともに配合 B よりも低い強度となったが、目標とする 150 N/mm^2 はほぼ達成された。さらに気中養生でも標準養生や封緘養生と同じ強度発現となり、養生中の湿度条件の影響を受けにくい配合であることが確認された。これは、吸水した人工軽量骨材のもつセルフキュアリング効果が発揮されたことによる結果と推察され、十分な湿潤養生が行えない施工条件下でも、安定した強度発現が得られるコンクリートであることが示唆される。

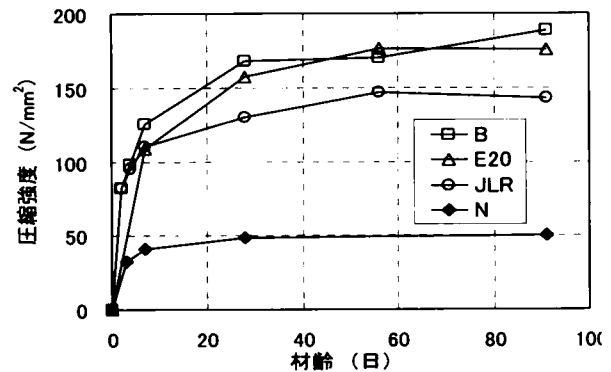
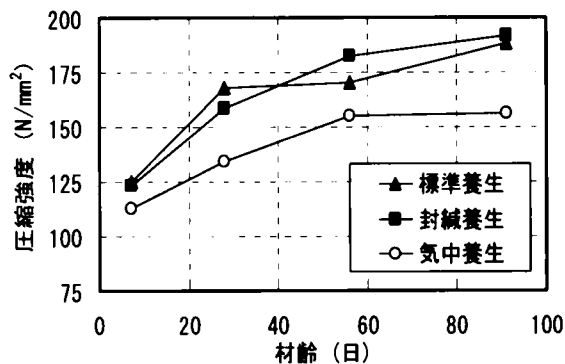
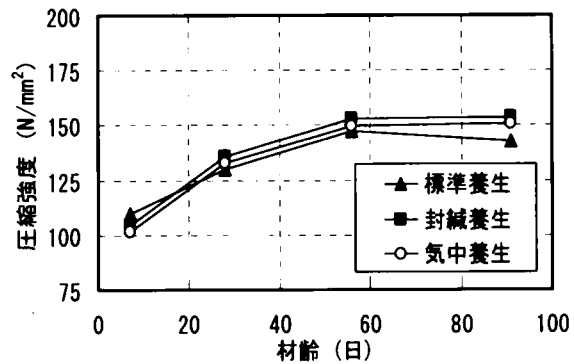


図-5.3.1 圧縮強度の経時変化



(a) 配合 B



(b) 配合 JLR

図-5.3.2 異なる養生条件における圧縮強度

2) ヤング係数

各配合の標準養生した試験体の圧縮強度とヤング係数の関係を図-5.3.3に示す。超高強度コンクリートでは材齢 28 日で約 40 kN/mm^2 であり、普通強度コンクリートの約 1.3 倍であった。超高強度コンクリートの中では、膨張材のみを使用した配合 E20 のヤング係数が若干小さくなる傾向が見られた。

「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」プロジェクトでは、式(5.3.1)で表されるヤング係数の推定式¹¹⁾が提案されている。

$$E_c = 33500 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot (\rho / 2.4)^2 \cdot (f_c / 60)^{1/3} \quad (5.3.1)$$

ここで、 E_c : コンクリートのヤング係数、 k_1 : 骨材種類による係数（ここでは 0.95）、 k_2 : セメン

ト種類による係数（ここでは0.95）， ρ ：単位容積質量， f_c ：コンクリートの圧縮強度である。

図-5.3.3には，この式による推定値(NewRC式と表示)も併せて示している。この式は，36 N/mm²から150 N/mm²程度の広範囲な高強度コンクリートのデータをもとに作成された式であり，今回使用した全ての配合の結果についてもよく表現しており，適用可能であるといえる。

3) 引張強度

各配合の標準養生した試験体および現場封緘養生した試験体の圧縮強度と引張強度の関係を図-5.3.4に示す。また，図には，式(5.3.2)で表される土木学会コンクリート標準示方書⁴⁾の推定式(土木学会式と表示)も示す。

$$f_t = 0.23 \cdot f_c^{2/3} \quad (5.3.2)$$

ここで， f_t ， f_c ：コンクリートの引張強度および圧縮強度である。

推定式は，圧縮強度が80 N/mm²までを対象としたものであるが，圧縮強度が100 N/mm²を超える場合でも試験結果とよく適合しており，適用可能であるといえる。

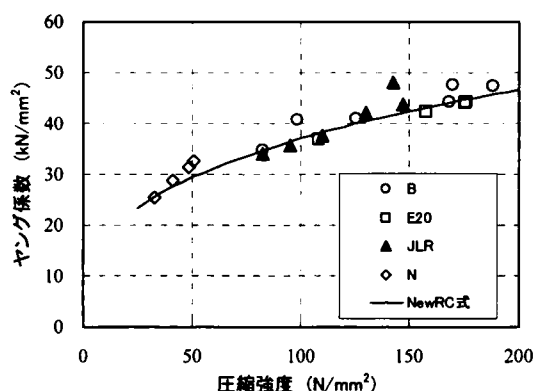


図-5.3.3 圧縮強度とヤング係数の関係

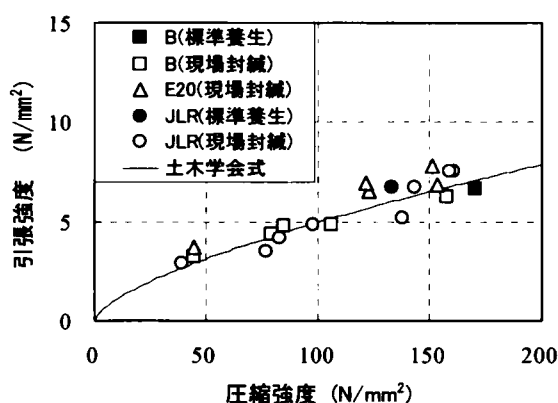


図-5.3.4 圧縮強度と引張強度の関係

4) 自己収縮ひずみ

超高強度コンクリートの各配合における自己収縮ひずみ試験結果を材齢182日までにについて，図-5.3.5に示す。各配合とも，凝結始発時のひずみを0とし，非乾燥状態における自由収縮（膨張）ひずみを計測している。

自己収縮を改善していない配合Bでは，材齢182日で 540×10^{-6} という大きな自己収縮が計測された。特に，凝結の始発直後の収縮ひずみが大きくなっている。膨張材のみを20 kg/m³使用した配合E20では，材齢182日の収縮ひずみが 390×10^{-6} となっており，約2割程度改善された。一方，骨材の20%を人工軽量骨材に置換して収縮低減剤0.5%を併用した配合JLRでは，凝結の始発直後に約 40×10^{-6} の膨張ひずみがみられた後，徐々に収縮ひずみが増加して材齢182日の収縮ひずみは

200×10^{-6} 程度となっており、配合 B の約 1/3 に低減している。ただし、前節での収縮低減対策を施さない基本配合の自己収縮ひずみは、材齢 91 日で約 650×10^{-6} であったのに比べて、今回の B 配合は約 150×10^{-6} 程度小さい自己収縮ひずみであった。これは、骨材種類が異なることが影響しているものと考えられる。

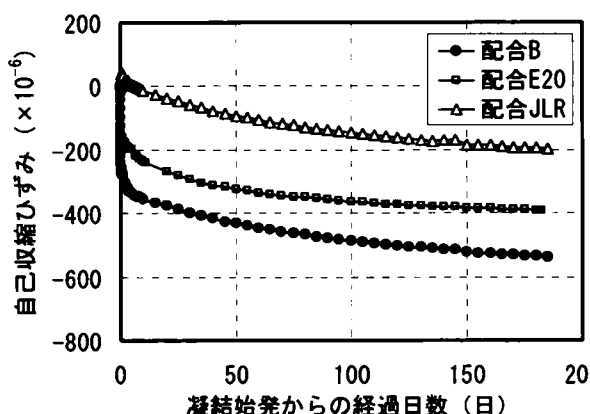


図-5.3.5 自己収縮ひずみの経時変化

5) クリープ特性

図-5.3.6 (a)に材齢 2 日と 4 日で載荷した場合の単位応力あたりのクリープひずみ、図-5.3.6 (b)に材齢 28 日で載荷した場合の単位応力あたりのクリープひずみを示す。凡例は、配合-載荷開始時材齢-載荷応力で表現している。また、式(5.3.3)で表されるコンクリートの圧縮強度の影響を考慮した土木学会のクリープ予測式⁴⁾を用いて、所定の材齢で載荷された場合の単位応力あたりのクリープひずみを予測した結果も示す。

$$\varepsilon'_{cc}(t, t') / \sigma'_{cp} = \frac{4W(1 - RH/100) + 350}{12 + f'_c(t')} \log_e(t - t' + 1) \quad (5.3.3)$$

ここで、 $\varepsilon'_{cc}(t, t') / \sigma'_{cp}$ は材齢 t' (日) に載荷されたコンクリートの材齢 t (日) における単位応力あたりのクリープひずみ ($\times 10^{-6} / (N/mm^2)$)、 W は単位水量 (kg/m^3)、 RH は相対湿度 (%), $f'_c(t')$ は載荷開始時材齢におけるコンクリートの圧縮強度 (N/mm^2) である。

単位応力あたりのクリープひずみは、材齢 2 日および 4 日で載荷した場合、載荷後 20 日程度までは実測値が予測値よりも大きいか同程度であり、その後は小さくなる傾向にあった。材齢 28 日で載荷した場合は、自己収縮を低減した場合としない場合を示すが、両者に差は無く、予測値より小さくなった。

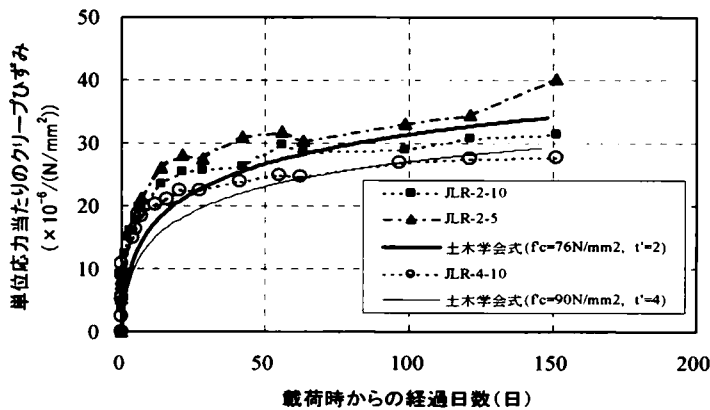
また、図-5.3.6 (b)にはコンクリート強度が $40 N/mm^2$ のクリープひずみを式(5.3.3)を用いて予測した結果も示すが、超高強度コンクリートのクリープひずみは圧縮強度 $40 N/mm^2$ のコンクリートに比べて 5 分の 1 程度であった。

6) 付着強度

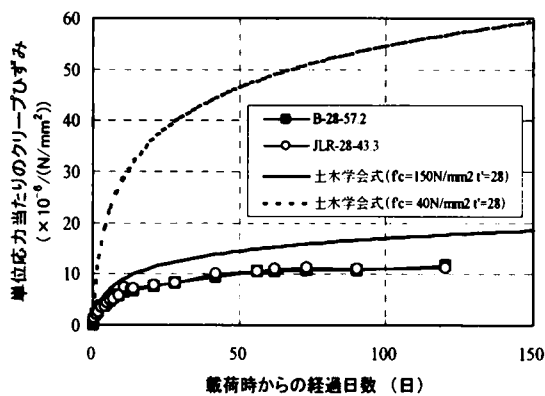
引張試験の結果、異形 PC 鋼棒と異形鉄筋では、コンクリートの割裂破壊または鉄筋の破断で破壊し、PC 鋼より線では、鋼材が滑って抜け出した。いずれの場合もすべり量が $0.002D$ では鋼材は弾性範囲にあったことから、すべり量が $0.002D$ のときの付着応力度を付着強度として比較する。試験結果として、圧縮強度 f'_c の 2/3 乗を横軸に、付着強度を縦軸にとって整理したものを図-5.3.7 に示す。凡例には、(鋼材種類-配合名)を示す。

異形 PC 鋼棒と異形鉄筋を用いた超高強度コンクリートの試験体では、鋼材種類の違いによる付着強度の差および自己収縮低減方法の違いは見られず、付着強度は $f_c^{2/3}$ とほぼ比例関係となった。その比例定数は、異形鉄筋を用いた普通コンクリートの比例定数と比較すると倍程度であった。既往の研究⁵⁾でも報告されているように、これはシリカフュームによって鋼材とペーストの境界面が強化された効果によるものと考えられる。

一方、超高強度コンクリートにおける PC 鋼より線の付着強度は、異形鉄筋や異形 PC 鋼棒の 1/3 程度であったが、普通強度コンクリートを用いた場合の異形鉄筋の付着強度よりも若干大きかった。一般に、PC 鋼より線では、緊張時に PC 鋼より線を構成している PC 鋼線がポアソン効果で微少に細くなるとともに PC 鋼より線自体が絞られて細くなるが、それがプレストレス導入時に緊張力が解放されることで元の状態に戻ろうとし、その結果、くさび効果によってコンクリートに支圧力を与える。PC 鋼線より線をプレテンション部材として用いる場合の付着の発生機構としては、この支圧力が支配的であると言われており、実際の PC 鋼より線の付着強度は、緊張力が作用していない引抜き試験結果よりも付着強度が高くなることが想定され、定着長もそれに応じて短くなることが期待される。



(a)載荷時材齢 2 日および 4 日



(b)載荷時材齢 28 日

図-5.3.6 クリープ特性

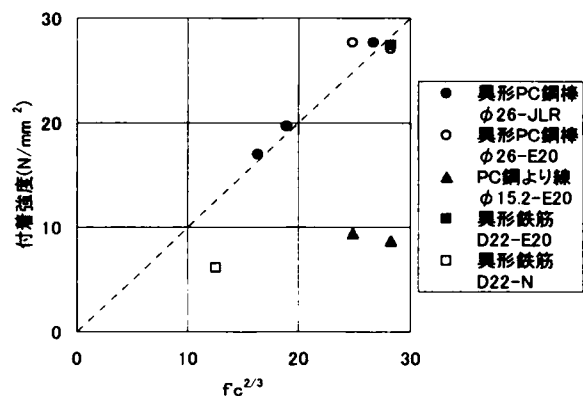


図-5.3.7 圧縮強度と付着強度の関係

5.3.3 150 N/mm²級超高強度コンクリートの耐久性能

(1) 試験項目および試験方法

超高強度コンクリートのPC構造への利用に当たって、基礎的な耐久性能を把握するため、特に、自己収縮低減の有無に着目して、中性化促進試験、塩化物拡散係数試験、アルカリ骨材反応性試験ならびに凍結融解試験を実施した。

1) 中性化促進試験

試験方法は、高耐久性鉄筋コンクリート造設計施工指針（案）・同解説⁶⁾の「コンクリートの促進中性化試験方法（案）」に準じて実施した。中性化深さの測定は、所定の材齢で供試体を割裂して、そのコンクリートの割裂面に1%フェノールフタレインエタノール溶液を噴霧して調べる方法によって実施した。

試験ケースとしては、自己収縮を低減しない基本配合Bと人工軽量骨材（置換率20%）と収縮低減剤（添加率C×0.5%）を併用して自己収縮の低減を図った配合JLRで行った。

供試体の形状寸法は、100×100×400mmの角柱供試体とし、標準養生（28日）後、20℃60%RH（気中）養生中の最後に図-5.3.8に示すように上下をエポキシ樹脂でシールして、促進中性化試験機内に搬入した。試験条件としては、試験方法に準じて、温度20±2℃、相対湿度60±5%、炭酸ガス濃度5±0.2%とした。計測は、促進中性化試験開始後を標準として、試験方法（案）に示された1, 4, 8, 13, 26週の他に39および52週の材齢を追加して実施した。

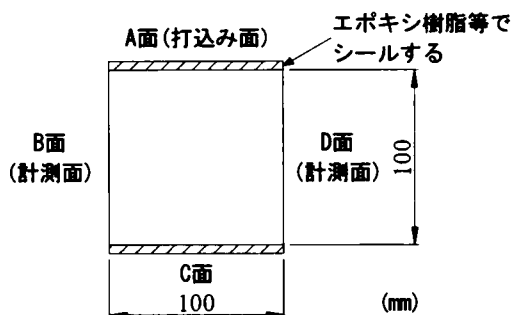


図-5.3.8 中性化促進試験供試体

2) 塩化物イオン拡散係数試験

超高強度コンクリートは、塩化物イオン浸透に対する抵抗性が大きいと考えられるため、土木学会規準案「JSCE-G571-2003 電気泳動によるコンクリート中の塩化物イオンの実効拡散係数試験方法（案）」⁷⁾によって、実効拡散係数を求めることとし、別途、一般の水セメント比のコンクリートと比較することにより評価することとした。また、参考として、土木学会規準案「JSCE-G572-2003 浸せきによるコンクリート中の塩化物イオンの見掛けの拡散係数試験方法試験（案）」⁷⁾も並行して実施した。

試験ケースとしては、表-5.3.3に示すように、自己収縮を低減しない基本配合 B と人工軽量骨材（置換率 20%）と収縮低減剤（添加率 $C \times 0.5\%$ ）を併用して自己収縮の低減を図った配合 JLR および水セメント比を一般に用いられている 55% に設定した比較用の配合 NN とした。比較検討用供試体は、粗骨材および細骨材については超高強度コンクリートと同一のものを使用し、セメントについては超高強度コンクリートに用いているシリカフュームセメントと同じ会社製の低熱ポルトランドセメントを用いた。28 日強度および静弾性係数は 41.4N/mm^2 および 35.5kN/mm^2 であった。

電気泳動法による試験状況を写真-5.3.3に示す。φ100×200mm の円柱供試体を 1 要因につき 7 本作成（電気泳動試験 3 本、浸せき試験 4 本）し、28 日間水中養生後ただちに下地処理を行った。下地処理終了後、電気泳動試験および浸せき試験（濃度 10% 塩化ナトリウム水溶液）を行った。なお、電気泳動試験における実効拡散係数の計算法については以下の式 (5.3.4)、(5.3.5) に基づいて算出を行った。

$$J_{Cl} = \frac{V}{A} \frac{\Delta c_{Cl}}{\Delta t} \quad (5.3.4)$$

ここに、 $J_{Cl}(\text{mol}/(\text{cm}^2 \cdot \text{年}))$ ：塩化物イオンの定常状態における流束
 $V(\text{L})$ ：陽極側の溶液体積、 $A(\text{cm}^2)$ ：供試体断面積
 $\Delta C_{Cl}/\Delta t ((\text{mol/L})/\text{年})$ ：陽極側塩化物イオン濃度の増加割合

$$D_e = \frac{J_{Cl}RTL}{|Z_{Cl}|FC_{Cl}(\Delta E - \Delta E_c)} \times 100 \quad (5.3.5)$$

ここに、 $D_e(\text{cm}^2/\text{年})$ ：実効拡散係数
 $R(\text{J}/(\text{mol} \cdot \text{K}))$ ：気体定数、 $T(\text{K})$ ：絶対温度測定値
 Z_{Cl} ：塩化物イオンの電荷、 $F(\text{C}/\text{mol})$ ：ファラデー定数
 $C_{Cl}(\text{mol/L})$ ：陰極側の塩化物イオン濃度測定値
 $\Delta E - \Delta E_c (\text{V})$ ：供試体表面間の測定電位
 $L(\text{mm})$ ：供試体厚さ

また、実効拡散係数と見掛けの拡散係数との関係は、前記規準案の附属書⁷⁾によれば、次式で表される。

$$D_{ae} = k_1 k_2 D_e \quad (5.3.6)$$

ここに、 $D_{ae}(\text{cm}^2/\text{年})$ ：電気泳動試験による実効拡散係数から換算した見掛けの拡散係数
 k_1 ：コンクリートの表面におけるコンクリート側、陰極側、溶液側それぞれの塩化物イオン濃度との釣り合いにかかわる係数
 k_2 ：セメント水和物中への塩化物イオンの固定化現象にかかわる係数

なお、 k_1, k_2 は、図-5.3.9に示すように、附属書では参考図として W/C との関係で示されている。

しかし、W/C が小さい領域ではデータがないため、今回の結果の整理においては、外挿することによって求めることとする。

浸せき試験については、浸せき面から 1cm ごとに乾式カッターで切断し、切断片を微粉碎して測定用の試料を作成した。作成した試料に対して、「JIS A 1154 硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法」に従って、全塩分量の測定を行った。塩分量としては、厚さ 1cm の切断片に含まれる全塩分量を中心点の深さの塩分量とした。各深さの測定値から最小二乗法により回帰分析を行い、浸せき試験による見かけの拡散係数 D_{ap} を求めた。

表-5.3.3 塩化物イオンの拡散係数試験ケース

記号	W/C (%)	Air (%)	単位量(kg/m ³)					SP剤 (C×%)	RA剤 (C×%)	AE 減水剤 (C×%)	JL/(G+JL) 容積率(%)	備考
			W	C	S	G	JL					
B	17.0	1.5	155	912 ^{※1}	622	798	—	1.5	—	—	—	基本配合
JLR	17.0	1.5	155	912 ^{※1}	622	638	108	1.5	0.5	—	20	自己収縮低減
NN	55.0	4.5	182	331 ^{※2}	790	996	—	—	—	0.25	—	低熱コンクリート

RA: 収縮低減剤, JL: 人工軽量骨材, SP: 高性能減水剤

C: ※1; シリカフェーム混入低熱ポルトランドセメント, ※2; 低熱ポルトランドセメント

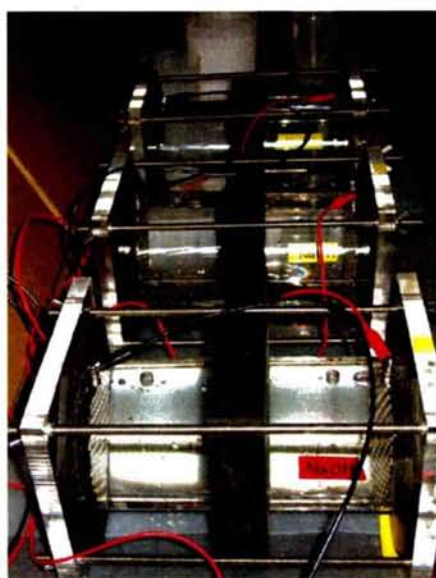
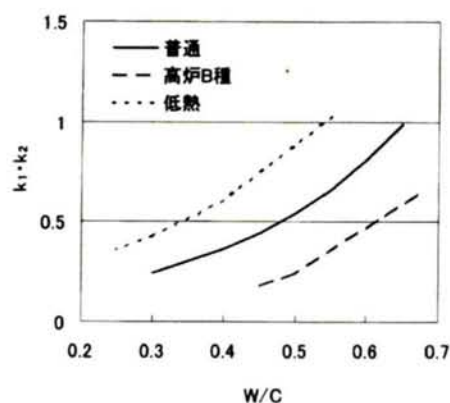


写真-5.3.3 電気泳動による塩化物イオンの実効拡散係数試験状況



参考図1 普通ポルトランドセメント、高炉スラグB種、低熱ポルトランドセメント

図-5.3.9 k_1k_2 と W/C との関係⁷⁾

3) アルカリ骨材反応試験

超高強度コンクリートに使用する骨材は、安山岩を使用しており、「JIS A 1145-2001 骨材のアルカリシリカ反応性試験法（化学法）」では、無害であると確認済であるが、化学法で判定できない骨材もあることが知られている⁸⁾。また、我が国の調査ではアルカリ総量が Na_2O 換算で 3.0kg/m^3 以

下ではアルカリ骨材反応被害が見られないことから、最近では、アルカリ骨材反応抑制策としてアルカリ総量の抑制⁹⁾が図られてきている。

しかし、超高強度コンクリートは、低水セメント比で単位セメント量が多く、アルカリ総量が 3.0kg/m^3 を超える強アルカリのコンクリートとなる。そのため、このような強アルカリのコンクリートのアルカリシリカ反応に対する抵抗性を調査するため、アルカリ骨材反応試験を行うこととした。試験方法としては、現状で最も確実な方法⁹⁾とされる「JCI-AAR-3-1987 コンクリートのアルカリシリカ反応性判定試験方法(コンクリート法) (案)」に準拠して試験を実施することとした。測定期間は、試験方法(案)では6ヶ月までとなっているが、10ヶ月まで追加して実施した。

検討配合を表-5.3.4に、試験ケースを表-5.3.5に示す。検討配合は、自己収縮を低減しない基本配合Bと人工軽量骨材(置換率20%)と収縮低減剤(添加率 $C \times 0.5\%$)を併用して自己収縮の低減を図った配合JLRおよび収縮低減剤のみで自己収縮の低減を図った配合の3種類である。

試験ケースは、1つの配合に対して、水酸化ナトリウムを添加しないでそのままの配合を用いて実施した場合(アルカリ総量の計算値 4.86kg/m^3)と、その配合に対してアルカリ量の最大値を勘案し、その差分を水酸化ナトリウムで補充した場合(アルカリ総量の計算値 6.90kg/m^3)の2水準を実施している。表-5.3.6にアルカリ量の最大値の算出方法を示す。

表-5.3.4 検討配合

記号	W/C (%)	Air (%)	単位量(kg/m ³)					SP剤 (C×%)	RA剤 (C×%)	JL/(G+JL) 容積率 (%)	備考
			W	C	S	G	JL				
B	17.0	1.5	155	912	622	798	—	1.1	—	—	基本配合
R2	17.0	1.5	155	912	622	798	—	1.1	2		自己収縮低減(RAのみ)
JLR	55.0	1.5	155	912	622	638	108	1.5	0.5	20	自己収縮低減

RA:収縮低減剤, JL:人工軽量骨材, SP:高性能減水剤

表-5.3.5 アルカリ骨材反応試験の試験ケース

ケース	配合名	アルカリ量※	試験体の寸法	供試体の本数
B	B	—	100×100×400 (mm)	3
R2	R2	—		3
JLR	JLR	—		3
B-U	B	UP		3
R2-U	R2	UP		3
JLR-U	JLR	UP		3

※アルカリ量について

—: そのままの配合で実施した場合,

UP: アルカリ量の最大値を勘案して、差分を水酸化ナトリウムで補充した場合

表-5.3.6 アルカリ量の最大量の算出方法

アルカリ量の算定

$$R_t = R_2O / 100 \times C + 0.9 \times Cl^- + R_m$$

R_t : アルカリ総量 (kg/m³)
 R_2O : セメント中のアルカリ量 (%)
 C : 単位セメント量 (kg/m³)
 Cl^- : コンクリート中の塩化物測定によって得られる塩化物イオン量 (kg/m³)
 R_m : コンクリート中の混和剤に含まれるアルカリ量 (kg/m³)

配合名	セメントC		混和剤Rm						アルカリ 総量 (kg/m ³)
	R ₂ O %	単位量 kg/m ³	RA		SP		DA		
			成分量 %	単位量 kg/m ³	成分量 %	単位量 kg/m ³	成分量 %	単位量 kg/m ³	
JLR	0.53	912	0.0	4.56	0.2	13.68	0.0	0.912	4.861
R2	0.53	912	0.0	18.24	0.2	13.68	0.0	0.912	4.861
B	0.53	912	0.0	0.00	0.2	13.68	0.0	0.912	4.861

4規定
 4mol/lNaOH水溶液中の
 酸化ナトリウムの濃度
 0.124 g/ml (kg/l)

○各成分量(%)を最大値に設定した場合

配合名	セメントC		混和剤Rm						アルカリ 総量 (kg/m ³)	酸化ナトリウム Na ₂ O当量 の添加量 (kg/m ³)	水酸化ナトリウム 水溶液の添加量 (L/m ³)
			RA		SP		DA				
	R ₂ O %	単位量 kg/m ³	成分量 %	単位量 kg/m ³	成分量 %	単位量 kg/m ³	成分量 %	単位量 kg/m ³			
T-JL20R05	0.75	912	0.0	4.56	0.4	13.68	0.0	0.912	6.895	2.034	16.40
T-JL0R2	0.75	912	0.0	18.24	0.4	13.68	0.0	0.912	6.895	2.034	16.40
T-0	0.75	912	0.0	0.00	0.4	13.68	0.0	0.912	6.895	2.034	16.40

確認事項

RA	ほとんどアルカリはない。pH: 5~7程度。
SP	通常0.2%, 最大で0.4~0.5%を考えてよい
DA	無視しても良い

4) 凍結融解抵抗性

超高強度コンクリートの空気量は1.5%程度であること、特に配合 JLR では人工軽量骨材を混入していることから、凍結融解抵抗性を確認することとした。凍結融解試験は「JIS A 1148-2001 コンクリートの凍結融解試験方法」に準拠して実施した。試験方法としては、試験器の都合から、今回は、上記試験法のB法(気中凍結水中融解法)で行った。凍結融解試験としては、300サイクルまで実施し、相対動弾性係数によって凍結融解抵抗性を評価した。

(2) 試験結果

1) 中性化促進試験結果

中性化促進試験結果の一例として、26週および52週後の試験結果を写真-5.3.4および写真-5.3.5に示す。中性化の試験は52週まで追加して実施したが、写真でわかるように、中性化深さの計測結果は、自己収縮低減の有無にかかわらず、いずれも0mmの結果となった。したがって、中性化に対しては、優れた抵抗性を有することがわかった。陣内ら¹⁰⁾も、W/C=15%とした圧縮強度150 N/mm²級のコンクリートについて促進中性化試験を実施して同様な結果を報告しており、超高強度コンクリートの中性化の照査は、一般の使用条件では実用上無視できると言える。

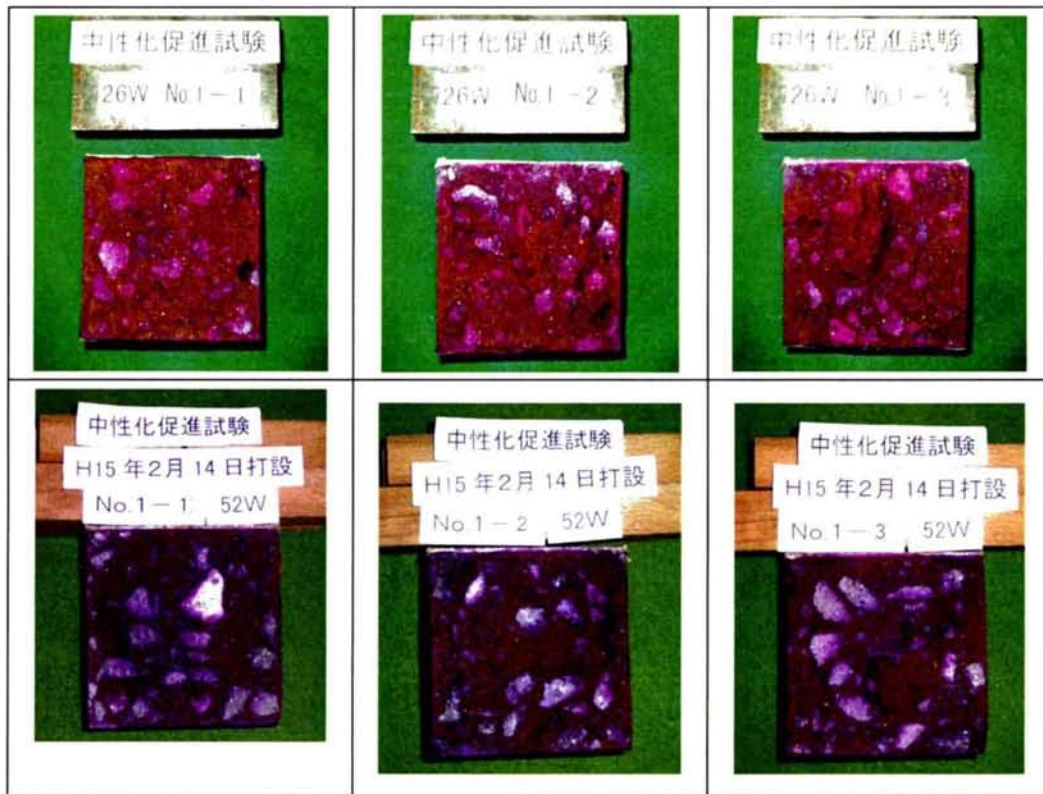


写真-5.3.4 自己収縮を低減しない配合の促進中性化試験結果

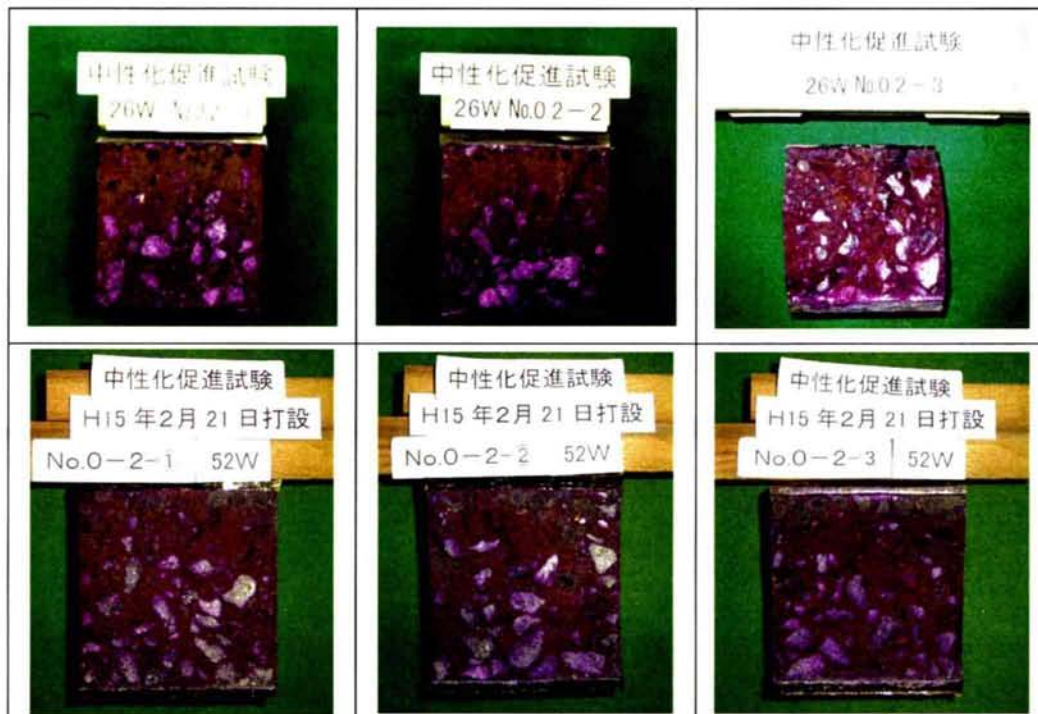


写真-5.3.5 自己収縮を低減した配合の促進中性化試験結果

2) 塩化物拡散係数試験

JLR、B および NN の各配合の供試体における陽極側の塩化物イオン濃度の変化を図-5.3.10 に示す。通常の水セメント比である NN の場合では通電開始後 6 日で陽極側に塩化物イオンが検出され始めているが、JLR および B のケースでは水セメント比が 17% と非常に小さいために検出開始まで 15 日程度かかっている。また、JLR および B では塩化物イオン濃度も NN の場合と比べてきわめて小さな値となった。しかし、定常状態に達してからはいずれの配合の供試体についても値のばらつきは少なく、塩化物イオン濃度はほぼ直線的に増加している。

定常状態に達してからの直線の傾きについては、直線的に増加していると判断した点から 7 点について最小二乗法を用いて算出した。各供試体における定数および得られた実効拡散係数については表-5.3.7 に示す。B の No.3 の供試体の傾きが他に比べて少し大きい以外は各ケースとも安定した値を示した。

今回の実験で得られた実効拡散係数は比較用の NN については $2.76 \text{ (cm}^2/\text{年)}$ となり、超高強度コンクリートの JLR では $0.407 \text{ (cm}^2/\text{年)}$ であり、B では $0.675 \text{ (cm}^2/\text{年)}$ と極めて小さい値が得られた。実効拡散係数を NN との比率で見れば、 $\text{NN/JLR}=6.78$ 、 $\text{NN/B}=4.09$ となり、超高強度コンクリートの場合、通常の水セメント比の低熱ポルトランドセメントを用いたコンクリートの約 $1/7 \sim 1/4$ の実効拡散係数であることが分かった。また、自己収縮低減の影響については、収縮低減を図った JLR の実効拡散係数が B の場合の約 $2/3$ と小さい値が得られ、自己収縮を低減することで実行拡散係数にも影響のあることが分かった。

水セメント比の小さい高強度コンクリートでは、骨材粒子が周囲のセメントペーストマトリックスの収縮を拘束することにより微細なひび割れが発生する領域が存在するが、この領域に水分供給があった場合には、微細ひび割れが低減するという報告¹¹⁾がある。このことを考慮すると、配合 JLR の実効拡散係数が小さくなったのは、軽量骨材の自己乾燥補償効果による収縮低減によって骨材粒子周りの微細ひび割れ領域が低減されてマトリックスの緻密性が強化され、軽量骨材のポーラス性の影響よりも上回ったためと考えられる。

今回は試験方法に準拠して試験開始材齢を養生 28 日目からとしたが、超高強度コンクリートに用いているセメントは低熱ポルトランドセメントをベースとしているので、水和反応も進行中であり、養生日数を大きくすることによりさらなる実効拡散係数の減少が考えられる。

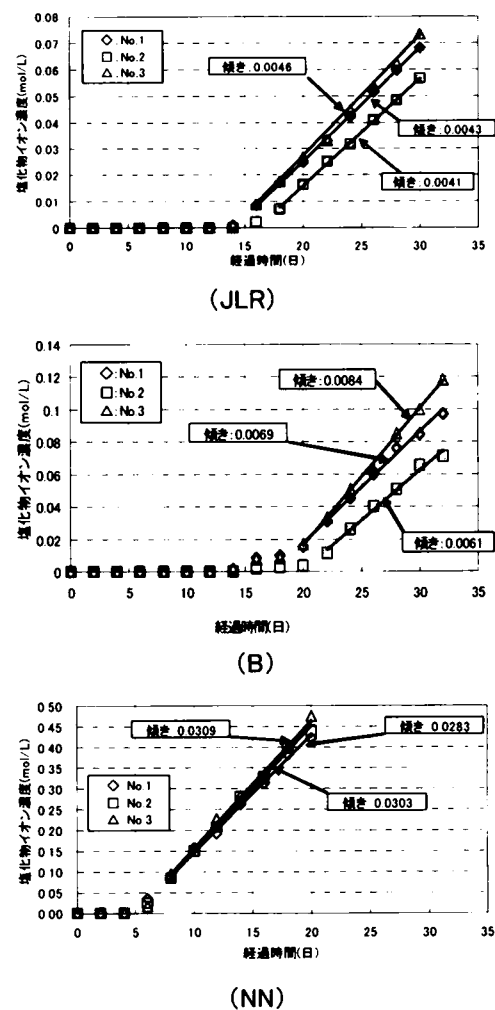


図-5.3.10 塩化物イオン濃度の経時変化

次に、見掛けの拡散係数 D_{ae} について検討するため、「JSCE-G571-2003 電気泳動によるコンクリート中の塩化物イオンの実効拡散係数試験方法（案）」附属書⁷⁾の参考図に示されている低熱ポルトランドセメントの場合を参照して、 $k_1 k_2$ をグラフから外挿することによって求めた。

外挿曲線としては、次式とした。算出した結果を、表-5.3.8に示す。また、並行して実施した浸せき試験結果（試験6ヶ月）から求めた見かけの拡散係数 D_{ap} も併せて示す。ただし、JLR および B については、6ヶ月では表面から 0.5cm しか塩分を検出できず、有効な D_{ap} を算出することができなかった。

$$k_1 k_2 = 2.461 (W/C)^{1.439} \quad (5.3.7)$$

見掛けの拡散係数 D_{ae} は、超高強度コンクリートの場合、NN に比べて 1/20～1/37 の値となっており、 D_e での比率よりもさらに大きくなることが分かる。したがって、超高強度コンクリートは、通常の水セメント比のコンクリートとの比較において、塩化物イオンの拡散に対する抵抗性に極めて優れていることがわかる。なお、NN において、 D_{ae} と D_{ap} と比較した場合、 D_{ae} の方が若干小さく評価されていることが分かる。

超高強度コンクリートの塩化物イオンの拡散に対する抵抗性をより明確にするため、土木学会コンクリート標準示方書¹²⁾に従って、一例として、コンクリートの塩化物イオン濃度について次式により計算した結果を、図-5.3.11に示す。

$$C_d = \gamma_{cl} C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1c}{2\sqrt{D_d \cdot t}} \right) \right) \quad (5.3.8)$$

ここに、 C_d (kg/m³) : 鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値

γ_{cl} : C_d のばらつきを考慮した安全係数（一般；1.3，高流動コンクリート；1.1）

c (mm) : かぶり， t (年) : 年数， $\operatorname{erf}(X)$: 誤差関数

D_d (cm²/年) : 塩化物イオンに対する設計拡散係数

C_0 (cm²/年) : コンクリート表面における塩化物イオン濃度

なお、計算条件としては、 $C=35$ mm (NN についてのみ、 $C=200$ mm についても計算)， $\gamma_{cl}=1.0$ ， $C_0=2$ （海岸からの距離 500m の場合）， $D_d=D_{ap}$ とした。なお、B および JLR の D_{ap} は、NN における D_{ae}/D_{ap} の比率が変わらないものと仮定して算出した。図-5.3.12 に B および JLR の浸透深さの実測値と計算曲線を示すが、JLR の計算値は実測値をほぼ表現しており、本仮定は妥当なものと判断される。

鋼材腐食発生限界濃度を土木学会コンクリート標準示方書にしたがって 1.2 kg/m³ とした場合、図-5.3.11 からわかるように、NN の場合 ($c=35$ mm) は 5 年程度で限界値に達するのに対し、B および JLR の超高強度コンクリートの場合は、かぶり 35mm でも 100 年以上経過しても達しないことが分かる。また、NN において超高強度コンクリートと同程度の塩化物イオン濃度に抑えるためには、かぶりが 200mm 程度必要であることがわかる。

以上より、超高強度コンクリートは、低発熱セメントを用いた NN (W/C=55%) に比べて、塩化物イオンの拡散に対する優れた抵抗性を有することが確認された。

3) アルカリ骨材反応試験結果

各配合における平均膨張率の結果を図-5.3.13 に示す。いずれのケースも収縮側であり、かつ、膨張側への増加もほとんど見られないことから、アルカリ骨材反応は特に問題がないことがわかる。

試験方法によれば、6 ヶ月後に 0.1%未満であれば、「反応性なし」と判断されるため、十分な安全性を有すると言える。

4) 凍結融解抵抗性

図-5.3.14 に配合 JLR の相対動弾性係数と質量減少率の履歴を示す。気中凍結水中融解の条件ではあるが、凍結融解 300 サイクルまで相対動弾性係数と質量減少率の低下はほとんど見られず、空気量 (1.5%) および人工軽量骨材の混入 (粗骨材の 20%置換) の影響は認められない。

高強度コンクリートの凍結融解抵抗性についての調査研究¹³⁾では、W/C が 26~27%以下であれば、AE コンクリートとせずとも緻密性や強度から十分な凍結融解抵抗性が得られると報告されている。今回の超高強度コンクリートは W/C が 17%であり、マトリックスがさらに緻密化されているため、人工軽量骨材を混入した場合でも、高い凍結融解抵抗性を示したものと考えられる。したがって、本コンクリートは気中凍結水中融解の条件下において高い凍結融解抵抗性を有していると言える。

表-5.3.7 実効拡散係数の比較

項目	B			JLR			NN		
	No.1	No.2	No.3	No.1	No.2	No.3	No.1	No.2	No.3
V(L)	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
A(cm ²)	78.88	78.44	79.26	78.97	79.44	79.13	79.97	78.44	79.62
$\Delta C_c/\Delta t((\text{mol/L})/\text{日})$	0.0069	0.0061	0.0084	0.0041	0.0043	0.0046	0.0283	0.0303	0.0309
$\Delta C_c/\Delta t((\text{mol/L})/\text{年})$	2.5185	2.2265	3.066	1.4965	1.5695	1.679	10.3295	11.0595	11.2785
$J_c(\text{mol}/(\text{cm}^2 \cdot \text{年}))$	3.352E-02	2.980E-02	4.062E-02	1.990E-02	2.074E-02	2.228E-02	1.356E-01	1.480E-01	1.487E-01
$R((\text{J}/(\text{mol} \cdot \text{K}))$	8.31	8.31	8.31	8.31	8.31	8.31	8.31	8.31	8.31
T(K)	293.3	293.3	293.3	293.3	293.3	293.3	293.3	293.3	293.3
Z _{c1}	1	1	1	1	1	1	1	1	1
F(C/mol)	96500	96500	96500	96500	96500	96500	96500	96500	96500
C _c (mol/L)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
$\Delta E - \Delta E_c(\text{V})$	13.5	13.2	13.4	13.2	13.4	13.6	13.2	13.4	13.6
L(mm)	52.3	51.9	50.8	51.1	52.6	50.8	50.1	49.6	52.8
$D_e(\text{cm}^2/\text{年})$	0.656	0.592	0.778	0.389	0.411	0.420	2.60	2.77	2.92
	0.675			0.407			2.76		

表-5.3.8 見掛けの拡散係数 D_{ae} の算出

ケース	W/C	D _e	$k_1 \cdot k_2$ 設定値	$D_{ae} =$ $k_1 k_2 \cdot D_e$	D _{ap}
B	0.17	0.675	0.192	0.130	—
JLR	0.17	0.407	0.192	0.078	—
NN	0.55	2.760	1.041	2.874	3.40

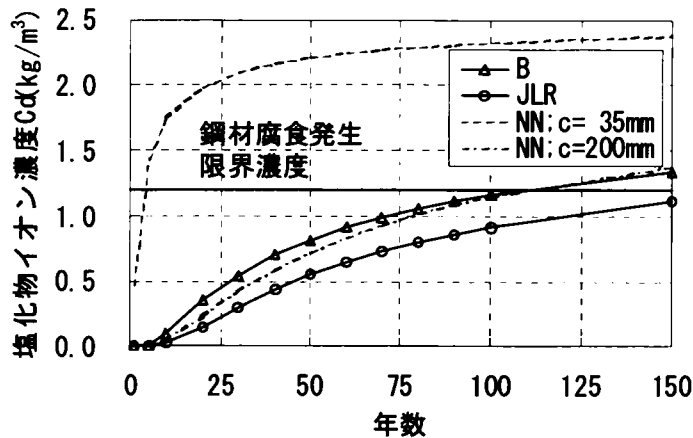


図-5.3.11 塩化物イオン濃度の推定

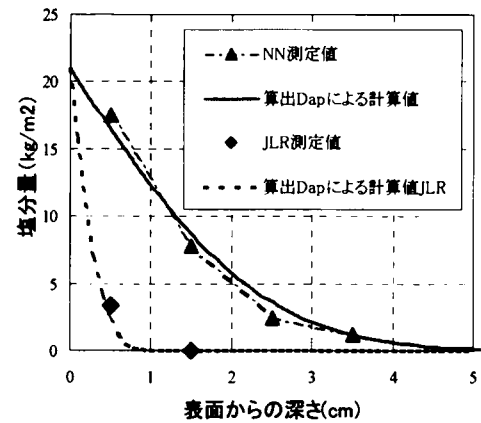


図-5.3.12 浸せき試験結果と計算値との比較

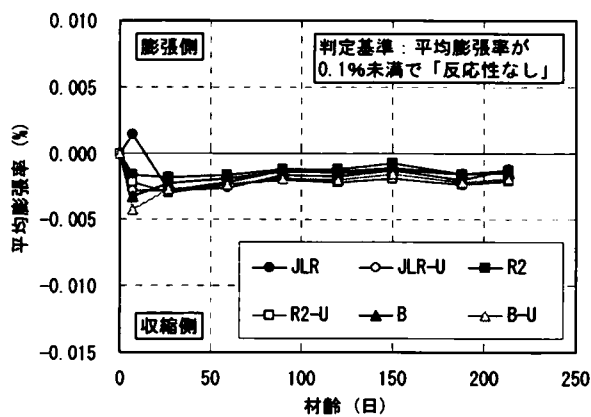


図-5.3.13 膨張率の経時変化

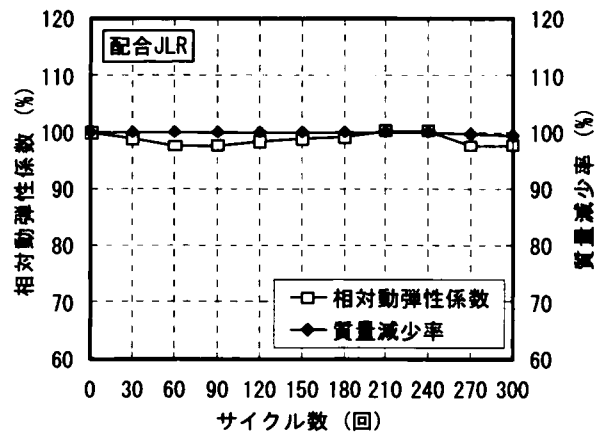


図-5.3.14 凍結融解試験結果

5.3.4 まとめ

自己収縮を低減した 150 N/mm^2 級超高強度コンクリートの材料特性を評価し、既往の推定式の適用性を検討した。また、耐久性能について中性化、塩化物イオン拡散係数、アルカリ骨材反応および凍結融解の面から、各種試験を行って検討した。以下に検討結果の概要をまとめる。

(1) 超高強度コンクリートの材料特性について

- 1) 置換率 20%の人工軽量骨材と、添加率 0.5%の収縮低減剤を併用することで、材齢 91 日圧縮強度が 150 N/mm^2 を満足し、材齢 180 日の自己収縮が基本配合の $\frac{1}{3}$ の 200×10^{-6} 程度に低減された超高強度コンクリートが実現できる。

- 2) 人工軽量骨材を用いて自己収縮を低減した配合は、吸水した人工軽量骨材のセルフキュアリング効果によって、養生中の湿度条件の影響をほとんど受けずに安定した強度発現を示す。
- 3) 超高強度コンクリートのヤング係数は、「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」プロジェクトで提案されている推定式を用いて算定可能である。
- 4) 超高強度コンクリートの引張強度は、コンクリートの圧縮強度を考慮した土木学会の推定式を外挿することによって、算定可能である。
- 5) 単位応力あたりのクリープひずみは、土木学会の予測式で載荷材齢の圧縮強度を考慮することにより概ね算定可能である。また、自己収縮改善の有無に関わらず、単位応力あたりのクリープひずみの増加曲線は同様であり、その値は普通コンクリートの5分の1程度と小さい。
- 6) 引抜き試験の結果から、異形 PC 鋼棒と異形鉄筋を使用した場合の超高強度コンクリートの付着強度（すべり量が鋼材径の 0.002 倍における付着応力度）は、コンクリートの圧縮強度の 2/3 乗に比例し、比例定数は、普通強度コンクリートの倍程度となる。
- 7) PC 鋼より線を使用した場合の超高強度コンクリートの付着強度は、異形 PC 鋼棒を使用した場合の 1/3 である。

(2) 超高強度コンクリートの耐久性能について

- 1) 中性化促進結果によれば、自己収縮改善の有無に関わらず、52 週後も中性化の進行は認められず、超高強度コンクリートは、中性化に対して優れた抵抗性を有する。
- 2) 電気泳動法試験によって塩化物イオンの実効拡散係数を求めたが、超高強度コンクリートは低熱コンクリート（低熱ポルトランドセメント，W/C=55%）の約 1/4～1/7 程度の値となり、自己収縮を改善した方が拡散係数が小さい。これを見かけの拡散係数として評価した場合には、普通コンクリートの 1/20～1/37 に相当し、海岸からの距離 500m，かぶり 35mm で試算すると、100 年以上でも鋼材腐食発生限界濃度に達しない塩化物侵入抵抗性を有する。
- 3) 強アルカリとなる超高強度コンクリートのアルカリ骨材反応試験をコンクリート法を用いて、現コンクリートの場合と最大のアルカリ量を仮定した場合について試験を行ったが、いずれも有意な膨張性状は認められず、特に問題はない。
- 4) 凍結融解試験 B 法を行って、凍結融解に関する抵抗性を試験したが、人工軽量骨材を使用した配合および使用しない配合も、300 サイクルまでの劣化はほとんど見られず、抵抗性を有するものと考えられる。

以上の結果から、自己収縮を従来の高強度コンクリート程度以下に抑制した圧縮強度 150 N/mm² 級の超高強度コンクリートが実現可能であることが確認された。

5. 4 超高強度コンクリートのプレテンション部材への適用に関する研究

本論は、自己収縮を低減した超高強度コンクリートをプレテンション部材に適用するにあたって、設計で必要とされるプレテンション部材の伝達長や有効プレストレスの算定方法について、プレストレス導入試験を行って検討したものである。

5.4.1 プレストレス導入試験の概要

プレテンション部材の有効プレストレスについて検討するため、プレストレス導入試験を行った。試験パラメータおよび試験体を表-5.4.1 および図-5.4.1 に示す。

試験パラメータとしては、鋼材種類（異形PC鋼棒およびPC鋼より線）、コンクリートの配合（自己収縮を低減した超高強度コンクリートおよび低減しないコンクリート）、プレストレス導入材齢（2日および4日）、ならびに導入プレストレス力（14 N/mm²および7 N/mm²）とした。ここで、異形PC鋼棒の場合で、材齢2日でプレストレスを導入し、導入プレストレスを14 N/mm²とした試験体を基本とし、コンクリートの配合は、5.3節の表-5.3.1に示したJLR配合とB配合とした。また、収縮の影響を検討するために、鋼材のみ配置してプレストレスを導入しない試験体ならびに鋼材を配置しない試験体も用意した。

試験体は図-5.4.1に示すように、断面が150 mm×150 mm、長さが2000 mmとした角柱のコンクリート試験体の中心に鋼材を配置したものである。プレストレスを導入するための鋼材以外の補強筋は配置しなかった。試験体は、水平な状態で鋼材を緊張して鋼製フレームに固定し、

表-5.4.1 プレストレス導入試験の試験条件

試験体名	鋼材		コンクリート				備考
	鋼材種類	緊張力 (kN)	配合	プレストレス導入時		導入プレステ ス (N/mm ²)	
				材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm2)		
PCD-JLR-2-14	異形PC鋼棒	338	JLR	2	76.3	14	プレストレス導入 試験体
PCD-B-2-14		338	B	2	90.2	14	
PCD-JLR-4-14		338	JLR	4	91.1	14	
PCD-JLR-2-7		169	JLR	2	76.3	7	
PCS-JLR-2-7	PC鋼より線	169	JLR	2	76.3	7	
PCD-JLR-0-0	異形PC鋼棒	0	JLR	—	—	0	無応力試験体
PCD-B-0-0		0	B	—	—	0	
JLR-0-0	—	—	JLR	—	—	0	鋼材なし試験体
B-0-0	—	—	B	—	—	0	

コンクリートを打設して製作した。所定の養生期間の後、緊張材を解放してプレストレスを導入し、経時変化を観察するために、室温 20℃、湿度 60%の養生室に保管した。

計測は、鋼材にひずみゲージを貼付し、緊張時、プレストレス導入時およびその後の経時変化を計測した。ひずみゲージの間隔は、付着に影響を与えないように 200mm ピッチとした。鋼材を配置しない試験体のひずみは、低剛性の埋込み型ひずみ計を用いて計測した。

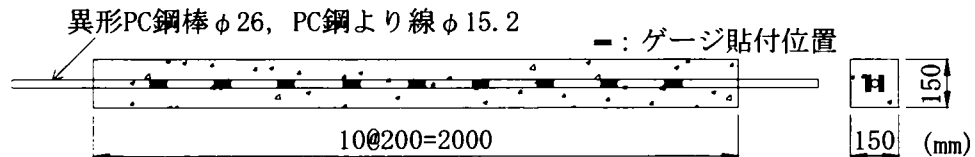


図-5.4.1 プレストレス導入試験の試験体

5.4.2 プレストレス導入試験結果と伝達長に関する考察

試験結果の例として、D-JLR-2-14、D-B-2-14 および S-JLR-2-7 について、コンクリート打設前、プレストレス導入開始前、導入終了後、導入 182 日後における鋼材のひずみ分布を図-5.4.2に示す。図中の No.0 は計測点ではないが、No.10 と同じ値としてプロットしている。また、これらのひずみ分布から算定した伝達長を表-5.4.2に示す。ただし、試験体端部のひずみが 0 となる点と伝達長内の点を通る曲線および伝達長外の鋼材ひずみの平均値をグラフに水平にプロットした直線の交点を求め、試験体端部と交点の距離を伝達長とした。なお、弾性域における異形鉄筋のひずみ分布は 3 次曲線で¹⁾、PC 鋼より線のひずみ分布は 2 次曲線で近似できると言われているため²⁾、異形 PC 鋼棒では伝達長部のひずみ分布を 3 次曲線、PC 鋼より線では 2 次曲線と仮定した。

ひずみ分布から算定した伝達長は、異形 PC 鋼棒では導入プレストレス力に関わらず公称直径の 10～12 倍、PC 鋼より線では公称直径の約 30 倍であった。圧縮強度が約 60 N/mm²のコンクリートを用いた場合の伝達長は、異形 PC 鋼棒で公称直径の 26 倍、PC 鋼より線で公称直径の 80 倍程度であったと報告されているが³⁾、超高強度コンクリートを用いた場合の伝達長はこれらの 2 分の 1 程度であった。

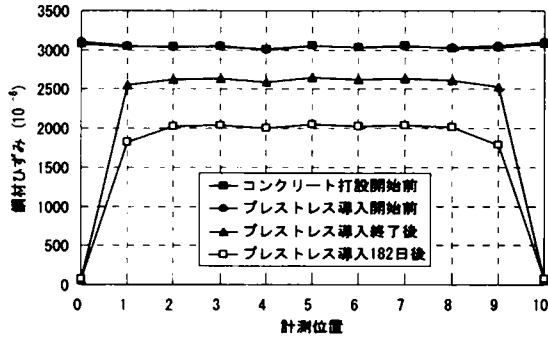
同じ圧縮強度の場合、PC 鋼より線の付着強度は異形 PC 鋼棒の 1/3 程度であったが、PC 鋼より線の伝達長は異形 PC 鋼棒の 1.7 倍程度であった。

これは、プレストレス導入時の膨張に伴う支圧力によって付着力が高くなり、PC 鋼より線の伝達長の低減に寄与したことによるものと考えられる。ただし、材齢 2 日における PC 鋼より線の付着強度が不明であることから、詳細は別途検討する必要がある。

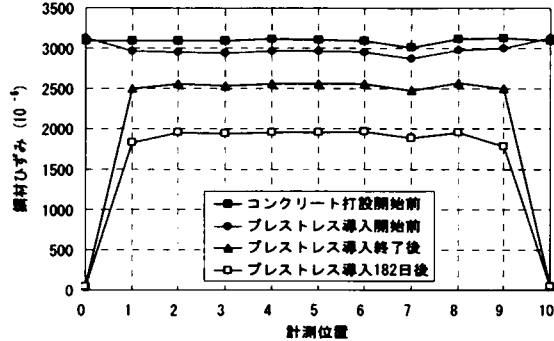
表-5.4.2 伝達長の実測値

試験体	伝達長 Lt (mm)	Lt/φ
D-JLR-2-14	298	11.4
D-B-2-14	270	10.4
D-JLR-4-14	272	10.4
D-JLR-2-7	261	10.0
S-JLR-2-7	439	28.9

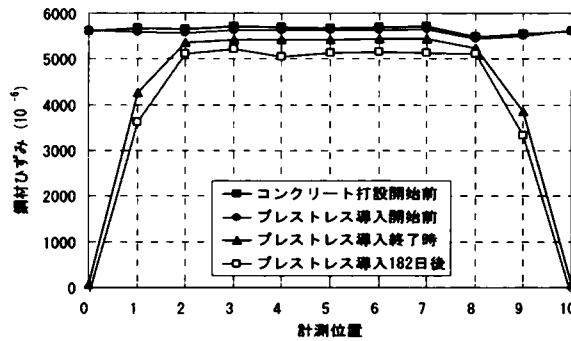
以上のとおり，超高強度コンクリートをプレテンション部材に用いることによって，通常の高強度コンクリートと比較して伝達長を短くできることが示された。



(a)D-JLR-2-14



(b)D-B-2-14



(c) S-JLR-2-7

図-5.4.2 鋼材のひずみ分布

5.4.3 有効プレストレスの検討

表-5.4.1に示す試験体について，プレストレス導入試験で得られたひずみ変化，すなわちプレストレスの損失の内訳を図-5.4.3に示す。ただし，ひずみは伝達長部分を除いた計測点におけるひずみの平均値とした。「導入前」はコンクリート打設後からプレストレス導入直前までのひずみ変化であり，主としてコンクリートの自己収縮によるプレストレスの損失であると考えられる。また，「導入時」はプレストレス導入時のひずみ変化であり，コンクリートの弾性変形による損失を，「182日経時変化」はプレストレス導入後182日間の経時変化であり，主としてクリープおよび収縮（自己収縮と乾燥収縮）による損失をそれぞれ示している。

プレストレス導入に関する条件（材齢，導入力）が同じケース D-JLR-2-14 と D-B-2-14 を比較して自己収縮の影響をみると，自己収縮を低減しない場合では，プレストレス導入前の収縮による鋼材ひずみ変化が全体のひずみ変化の13% (142×10^{-6}) を占めており，無視できないひずみ変化が生じているのに対し，自己収縮を低減したケースでは，導入前までのひずみ変化がほとんどゼロであ

った。

このことから、自己収縮の低減の効果は、プレストレス導入時までのプレストレス損失に寄与することがわかる。この傾向はその他のケースでも同様であった。ただし、S-JLR-2-7では、導入前までにひずみ変化が若干発生しているが、自己収縮を低減した他のケースではほとんどひずみ変化が生じていないことから、PC鋼より線のリラクゼーション等に起因するひずみ変化であると考えられる。

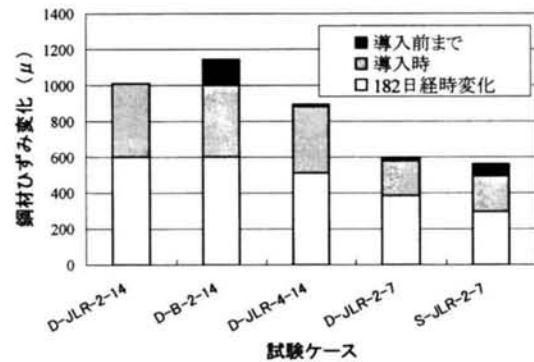


図-5.4.3 ひずみ変化の内訳

以下では、有効プレストレスの評価方法を検討することを目的として、プレストレス導入前における自己収縮の影響、導入時におけるコンクリートの弾性短縮の影響および導入後における収縮とクリープの影響についてそれぞれ定量的な評価を試みる。

(1) 自己収縮による損失の予測

自己収縮を低減しないケースで、プレストレスを導入した試験体 D-B-2-14 および鋼材を配置していない試験体 O-B-0-0 の収縮ひずみを比較することによって、プレストレス導入までの自己収縮の影響について検討した。なお、プレストレス導入までは両者とも湿潤養生していたため、非乾燥状態にあったと考えられる。

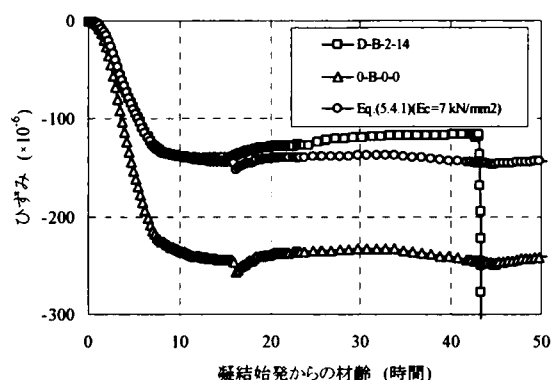
材齢 2 日までの両者の収縮ひずみの経時変化を図-5.4.4 に示す。凝結の始発後約 43 時間でプレストレスを導入したが、そのときの収縮ひずみは、O-B-0-0 では約 250×10^{-6} であったが、D-B-2-14 では約 120×10^{-6} と小さくなった。これは、鋼材がコンクリートの収縮を拘束したためと考えられる。そこで、鋼材とコンクリートの力の釣り合いおよびひずみの適合条件を考慮した式(5.4.1)を用いて、O-B-0-0 の収縮ひずみから D-B-2-14 の鋼材ひずみ変化の予測値を算定した。

$$\Delta \varepsilon_{ps} = \frac{\varepsilon'_{cs}}{1 + n_p \cdot A_p / A_c} \quad (5.4.1)$$

ここに、
 $\Delta \varepsilon_{ps}$: 収縮による鋼材のひずみ変化($\times 10^{-6}$)
 ε'_{cs} : 凝結始発後のコンクリートの収縮ひずみ($\times 10^{-6}$)
 n_p : コンクリートの有効ヤング係数に対する鋼材のヤング係数比
 A_p : 鋼材の断面積(mm^2), A_c : コンクリートの断面積(mm^2)

収縮ひずみは凝結の始発後約 10 時間の変化が大きくなっているため、そのときのコンクリートの有効ヤング係数を用いる必要がある。しかし、極若材齢時におけるコンクリートの有効ヤング係数は不明であるため、式(5.4.1)による鋼材ひずみ変化の予測値が D-B-2-14 のひずみ変化とほぼ合致する有効ヤング係数を仮定した。若材齢時における有効ヤング係数は時間とともに変化していると考えられるが、等価な有効ヤング係数として 7 kN/mm^2 を仮定すると、図-5.4.4 に示すとおり、D-B-2-14 のひずみ変化とほぼ合致する予測値が得られた。

以上のとおり、等価な有効ヤング係数を仮定して鋼材の拘束を考慮することにより、プレストレス導入までの自己収縮によるプレストレスの損失をほぼ推定することができた。ただし、配合や鋼材量が異なる場合は、等価な有効ヤング係数も異なると考えられるため、別途検討が必要である。



(2) コンクリートの弾性短縮による損失の予測

図-5.4.4 自己収縮によるひずみ(2日まで)

コンクリートの弾性短縮による鋼材のひずみ変化の予測値およびプレストレス導入時における鋼材のひずみ変化の実測値を表-5.4.3に示す。ただし、予測値は、コンクリートの弾性短縮量は、鋼材とコンクリートの力の釣り合いおよびひずみの適合条件を考慮して、次式で求めた。

$$\Delta \varepsilon_{pe} = \frac{\varepsilon_{p0} \cdot n_p \cdot A_p / A_c}{1 + n_p \cdot A_p / A_c} \quad (5.4.3)$$

ここに、 $\Delta \varepsilon_{pe}$: コンクリートの弾性短縮による鋼材のひずみ変化($\times 10^{-6}$)

ε_{p0} : プレストレス導入前の鋼材のひずみ($\times 10^{-6}$)

n_p : コンクリートに対する鋼材のヤング係数比

A_p : 鋼材の断面積(mm^2), A : コンクリートの断面積(mm^2)

なお、コンクリートのヤング係数は、現場封緘養生したテストピースのプレストレス導入時材齢における試験結果を用いた。

表-5.4.3 コンクリートの弾性短縮による鋼材のひずみ変化の予測値と実測値の比較

試験体	コンクリートの特性値		弾性短縮による鋼材ひずみ計算値 ($\times 10^{-6}$)	ひずみ変化の実測値 ($\times 10^{-6}$)
	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)		
D-JLR-2-14	76.3	33.4	384	410
D-B-2-14	90.2	35.3	355	403
D-JLR-4-14	91.1	35.6	365	373
D-JLR-2-7	76.3	33.4	186	190
S-JLR-2-7	76.3	33.4	202	203

鋼材のひずみ変化の予測値と実測値を比較すると、実測値のほうが若干大きい傾向があるが、ほぼ同程度になっている。実測値のほうが大きくなった理由としては、ヤング係数の誤差のほか、特に自己収縮を低減しない試験体で差が大きかったことから、コンクリートの収縮によってプレストレス導入前にコンクリートに引張が生じていた可能性等が考えられる。

以上のとおり、コンクリートの収縮の影響が若干見られるものの、コンクリートの弾性短縮による鋼材のひずみ変化は、プレストレス導入時のヤング係数を用いて式(5.4.3)により評価できると言える。

(3) クリープの影響

クリープひずみについては5.3節の式(5.3.3)で表される土木学会の予測式を用いて評価可能であると考えられる。しかし、超高強度コンクリートの収縮ひずみについては、予測方法が確立されていないこと、特に自己収縮を低減した場合の予測が困難であることから、構造物と同じ条件で養生した試験体の収縮ひずみを実測し、直接有効プレストレスの算定に用いる方法を検討した。

表-5.4.1に示す試験体 D-JLR-2-14 および D-B-2-14 について、収縮とクリープの影響による鋼材ひずみ変化の実測値および予測値を図-5.4.5に示す。

予測値は、PC 鋼材を配置していない試験体 (0-JLR-0-0, 0-B-0-0) で実測した収縮ひずみおよび式(5.3.3)で予測したクリープひずみから、式(5.4.4)を用いて鋼材応力度変化を求め、鋼材のヤング係数で除して算定したものである。式(5.4.4)は、コンクリートの収縮とクリープによる鋼材応力度変化を近似的に求める式であり、鋼材の拘束の影響を考慮したものである⁴⁾。

$$\Delta \sigma_{pcs} = \frac{n_p \cdot \phi \cdot \sigma'_{cp} + E_p \cdot \epsilon'_{cs}}{1 + n_p \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot (1 + \phi/2)} \quad (5.4.4)$$

ここに、 $\Delta \sigma_{pcs}$: コンクリートのクリープと収縮による鋼材の応力度変化(N/mm²)

n_p : コンクリートに対する鋼材のヤング係数比

ϕ : クリープ係数 ($=E_c \cdot \epsilon'_{cc} / \sigma'_{cp}$)

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

E_p : 鋼材のヤング係数(N/mm²)

ϵ'_{cc} : コンクリートのクリープひずみ($\times 10^{-6}$)

ϵ'_{cs} : 凝結始発後のコンクリートの収縮ひずみ($\times 10^{-6}$)

σ'_{cp} : 作用する圧縮応力度(N/mm²)

A_p : 鋼材の断面積(mm²)

A_c : コンクリートの断面積(mm²)

ただし、コンクリートの作用応力度はプレストレス導入直後における応力度とし、鋼材ひずみの実測値から算定した。

自己収縮を低減した場合もしない場合も、プレストレス導入後の材齢 160 日における鋼材ひずみ変化は約 600×10^{-6} となっているが、これは前述のとおり、自己収縮は材齢初期に大きく、その後は自己収縮を低減した場合もしない場合も増分は変わらないことによるものと考えられる。また、両者とも実測値と予測値の差は 100×10^{-6} 程度以内となっており、収縮ひずみの実測値および土木学会の推定式を用いる方法でプレストレス導入後の鋼材ひずみ変化を予測可能であると言える。ただし、プレストレス導入後数十日以降は計測値の方が小さくなる傾向にあるため、今後も長期的な挙動を

確認する必要があると考えられる。

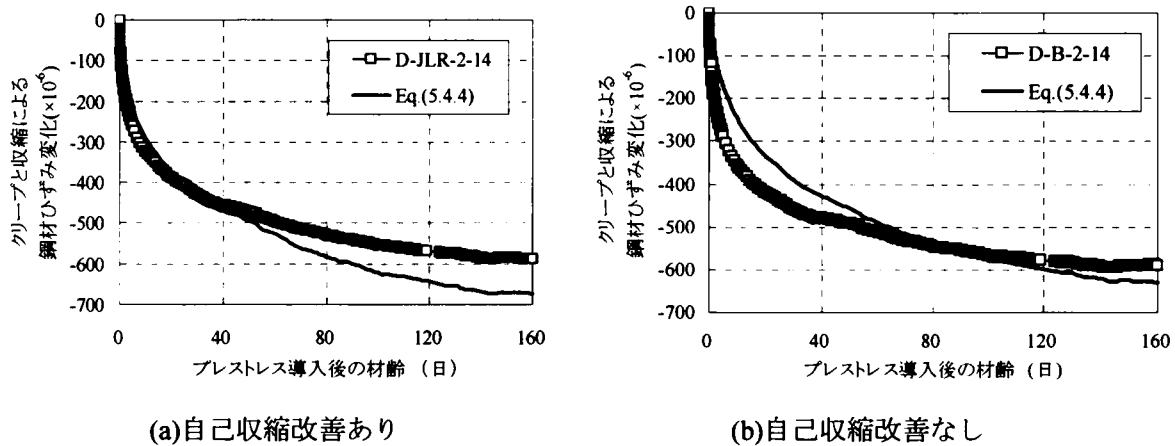


図-5.4.5 クリープと収縮によるひずみ変化の予測値と実測値の比較

5.4.4 まとめ

超高強度コンクリートのプレテンション部材への適用性を検討することを目的としてプレストレス導入試験を実施し、伝達長および有効プレストレスについて定量的な評価を試みた。以下に検討結果の概要を示す。

- 1) プレストレス導入試験から、自己収縮を低減することによりプレストレスの損失を小さくでき、効率良くプレストレスを導入できることを確認した。
- 2) プレストレス導入試験により得られた伝達長は、異形PC鋼棒で公称直径の約12倍、PC鋼より線で約30倍であった。PC鋼より線では、プレストレス導入時における膨張による支圧力の影響で見かけの付着強度が大きくなるためと考えられる。
- 3) 配合や鋼材料等の条件は限られるが、若材齢時における等価なヤング係数を仮定して鋼材の拘束を考慮することにより、プレストレス導入までの自己収縮によるプレストレスの損失を評価することが可能である。
- 4) コンクリートの弾性短縮については、鋼材とコンクリートの力の釣り合いおよびひずみの適合条件を考慮することにより評価可能である。
- 5) 土木学会のクリープひずみの予測式および収縮ひずみの実測値を用いることによって、プレストレス導入後の鋼材ひずみ変化を予測可能である。ただし、長期材齢において、若干過大評価する傾向にあるため、長期的な挙動については今後の確認が必要である。
- 6) 超高強度コンクリートをプレテンション部材に適用した場合でも、コンクリートの収縮、弾性短縮およびクリープの影響を適切に評価することによって、プレストレスの損失が定量的に予測可能であることを示した。

5. 5 結 言

第5章では、超高強度コンクリートをプレストレストコンクリートに利用することにより合理的で耐久性に優れた構造物構築を図ることを目的に、プレストレストコンクリートに適した自己収縮を低減した 150 N/mm² 級超高強度コンクリート材料の開発を行い、材料特性および耐久性能について実験的に検討した。また、プレストレストコンクリートへの利用として、プレテンション部材への利用を考え、プレテンション部材における伝達長および有効プレストレスについて実験的に検討した。

以下に、本研究で得られた知見を述べる。

(1) 自己収縮を低減した超高強度コンクリートについて

- 1) 低熱ポルトランドセメントにシリカフュームを混入したセメントと超高強度用高性能減水剤を使用し、水セメント比 17% で良好な施工性を示すコンクリートが製造可能である。
- 2) 産地の異なる数種類の砕砂・砕石を比較したところ、石英片岩もしくは安山岩(1)を用いることで、材齢 91 日の圧縮強度が 190 N/mm² 程度を示す超高強度コンクリートの基本配合（水セメント比 17%，単位水量 155 kg/m³，単位粗骨材絶対容積 300 l/m³）が得られた。
- 3) 収縮低減対策を行っていない超高強度コンクリートの基本配合（水セメント比；17%，圧縮強度；190 N/mm² 程度）では、材齢 91 日で 650×10^{-6} の大きな自己収縮ひずみが生じる。
- 4) 自己収縮低減方法としての膨張材は、今回の使用量（30kg/m³ 以下）の範囲では、使用量と収縮低減率とは比例関係を示し、改善効果も 70% と大きいですが、流動性を著しく低下させるとともに強度も 10% 以上低下する。
- 5) 収縮低減剤は、今回の使用量（2% × 結合材質量）の範囲では、50% 程度と収縮低減効率が大きく、流動性も向上する効果が見られる。圧縮強度は、10% 未満低下する。
- 6) 自己収縮の低減効果のみに着目した場合は、膨張材、収縮低減剤、人工軽量骨材は独立した収縮低減効果が認められ、重ね合わせ効果が期待できる。
- 7) 人工軽量骨材置換率 20% の場合、少量の膨張材（10 kg/m³）および収縮低減剤（C × 0.5%）を併用することで、フレッシュコンクリートの流動性を損なわずに比較的効率の高い自己収縮の低減を実現することが可能である。

(2) 超高強度コンクリートの材料特性および耐久性能について

- 1) 置換率 20% の人工軽量骨材と、添加率 0.5% の収縮低減剤を併用することで、材齢 91 日圧縮強度が 150 N/mm² を満足し、材齢 180 日の自己収縮が基本配合の 3 分の 1 の 200×10^{-6} 程度に低減された超高強度コンクリートが実現できる。
- 2) 人工軽量骨材を用いて自己収縮を低減した配合は、吸水した人工軽量骨材のセルフキュアリング効果によって、養生中の湿度条件の影響をほとんど受けずに安定した強度発現を示す。

- 3) 超高強度コンクリートのヤング係数は、「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」プロジェクトで提案されている推定式を用いて算定可能である。
- 4) 超高強度コンクリートの引張強度は、コンクリートの圧縮強度を考慮した土木学会の推定式を外挿することによって、算定可能である。
- 5) 単位応力あたりのクリープひずみは、載荷材齢の圧縮強度を考慮した土木学会の予測式によって、概ね算定可能である。また、自己収縮改善の有無に関わらず、単位応力あたりのクリープひずみの増加曲線は同様であり、その値は普通コンクリートの5分の1程度と小さい。
- 6) 引抜き試験の結果から、異形PC鋼棒と異形鉄筋を使用した場合の超高強度コンクリートの付着強度（すべり量が鋼材径の0.002倍における付着応力度）は、コンクリートの圧縮強度の2/3乗に比例し、比例定数は、普通強度コンクリートの倍程度となる。
- 7) PC鋼より線を使用した場合の超高強度コンクリートの付着強度は、異形PC鋼棒を使用した場合の1/3である。
- 8) 中性化促進結果によれば、自己収縮改善の有無に関わらず、52週後も中性化の進行は認められず、中性化に対して優れた抵抗性を有する。これより、超高強度コンクリートの中性化の照査は、一般の使用条件では実用上無視できる。
- 9) 電気泳動法試験によって塩化物イオンの実効拡散係数を求めたが、超高強度コンクリートは普通コンクリート（低熱ポルトランドセメント、W/C=55%）の約1/4～1/7程度の値となり、自己収縮を改善した方が拡散係数が小さい。これを見かけの拡散係数として評価した場合には、普通コンクリートの1/20～1/37に相当し、海岸からの距離500m、かぶり35mmで試算すると、100年以上でも鋼材腐食発生限界濃度に達しない塩化物侵入抵抗性を有する。
- 10) アルカリ総量の多い超高強度コンクリートのアルカリ骨材反応試験をコンクリート法を用いて、アルカリ量の無調整の場合（アルカリ総量の計算値； 4.86kg/m^3 ）と最大のアルカリ量を想定した場合（アルカリ総量の計算値； 6.90kg/m^3 ）について試験を行ったが、いずれも有意な膨張性状は認められず、特に問題はない。
- 11) 凍結融解試験B法を行って、凍結融解に関する抵抗性を試験したが、300サイクルまでの劣化はほとんど見られず、気中凍結水中融解の条件下において高い凍結融解抵抗性を有している。
- 12) 以上の結果から、自己収縮を従来の高強度コンクリート程度以下に低減した圧縮強度 150N/mm^2 級の超高強度コンクリートは、材料性能および耐久性能の面から高い性能を有することが確認でき、構造物への利用が可能であると言える。

(3) 超高強度コンクリートのプレテンション部材への利用に関する基礎実験

- 1) プレストレス導入試験から、自己収縮を低減することによりプレストレスの損失を小さくでき、効率良くプレストレスを導入できることを確認した。
- 2) プレストレス導入試験により得られた伝達長は、異形PC鋼棒で公称直径の約12倍、PC鋼より線で約30倍であった。PC鋼より線では、プレストレス導入時における膨張による支圧力の影響で見かけの付着強度が大きくなるためと考えられる。
- 3) 配合や鋼材料等の条件は限られるが、若材齢時における等価なヤング係数を仮定して鋼材の拘

束を考慮することにより、プレストレス導入までの自己収縮によるプレストレスの損失を評価することが可能である。

- 4) コンクリートの弾性短縮については、鋼材とコンクリートの力の釣り合いおよびひずみの適合条件を考慮することにより評価可能である。
- 5) 土木学会のクリープひずみの予測式および収縮ひずみの実測値を用いることによって、プレストレス導入後の鋼材ひずみ変化を予測可能である。ただし、長期材齢において、若干過大評価する傾向にあるため、長期的な挙動については今後の確認が必要である。
- 6) 超高強度コンクリートをプレテンション部材に適用した場合でも、コンクリートの収縮、弾性短縮およびクリープの影響を適切に評価することによって、プレストレスの損失が定量的に予測可能であることを示した。

参考文献

【5. 1】

- 1) 例えば, S.P. Shah and S.H. Ahmad, “High Performance Concretes and Applications”, Edward Arnold, London, 1994
- 2) D. Mitchell, W.D. Cook, A.A. Khan and T. Tham : Influence of High Strength Concrete on Transfer and Development Length of Pretensioning Strand, PCI Journal, Vol.38, No.3, pp.52-66, 1993
- 3) 小室努, 黒岩秀介, 渡辺英義, 陣内浩 ; 150N/mm² 級の超高強度コンクリートを用いた RC 柱の実用化研究, コンクリート工学, Vol.39, No.10, PP.17-22, 2002.12
- 4) 日本コンクリート工学協会, “自己収縮研究委員会報告書”, PP.8-9, 1996.11

【5. 2】

- 1) (社)日本コンクリート工学協会 : 自己収縮研究委員会報告書, 1996.11.
- 2) 崔益暢, 田澤栄一, 林 少容 : 鉄筋コンクリートはりにおける自己収縮による自己応力が RC はりのせん断耐力に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.2, pp.1021-1026, 1998
- 3) 田澤栄一, 宮沢伸吾, 佐藤 剛 : 自己収縮に及ぼすセメントの化学組成の影響, セメントコンクリート論文集, No.47, pp.528-533, 1993
- 4) 近松竜一, 竹田宣典, 三浦律彦, 十河茂幸 : 高強度・高流動コンクリートの低収縮化に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.1pp.169-174, 1997
- 5) 兵藤彦次, 谷村充, 中村秀三, 石森正樹 : 収縮低減剤を添加したコンクリートの諸特性, 太平洋セメント研究報告, No.141, pp.21-27, 2001
- 6) 谷村充, 兵藤彦次, 佐藤達三, 佐藤良一 : 高強度コンクリートの収縮低減化に関する一検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.2, pp.991-996, 2000

- 7) Takada, K., Breugel, K. van, Koenders, E.A.B and Kaptijn, N.: Experimental Evaluation of Autogenous Shrinkage of Lightweight Aggregate Concrete, Proc. Int. Workshop on Autogenous Shrinkage of Concrete, Hiroshima, pp.221-230, 1998
- 8) 笠井浩, 和美廣喜, 新井一彦, 森田哲: 石炭灰人工骨材を用いたコンクリートのセルフキュアリング効果に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.2, pp.1273-1278, 2000
- 9) 桜本文敏, 鈴木清孝, 武井孝次郎, 関田徹志: 超高強度コンクリートに関する開発研究 (その1) - 骨材の性質がコンクリートの強度性状に及ぼす影響 -, 鹿島技術研究所年報, 第40号, pp.101-108, 1992.10
- 10) 国土開発技術センター: 建設省総合技術開発プロジェクト・鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発・平成4年度高強度コンクリート分科会報告書, pp.4.4.1-4.5.9, 1993.3
- 11) 土木学会: シリカフェームを用いたコンクリートの設計・施工指針 (案), pp.93, 1995.10
- 12) 土木学会: 高流動コンクリート施工指針, コンクリートライブラリー93, 1998.7
- 13) 土木学会: 2002年制定 コンクリート標準示方書 [施工編], 2002.3
- 14) 土木学会: 2002年制定 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 2002.3

【5. 3】

- 1) 日本コンクリート工学協会: 自己収縮研究委員会報告書, 1996.11
- 2) 日本コンクリート工学協会: コンクリートの圧縮クリープ試験方法 (案), コンクリート工学, Vol.23, No.3, pp.50-56, 1985.
- 3) 日本コンクリート工学協会: コンクリート便覧 (第二版), pp.242, 1996
- 4) 土木学会: 2002年制定 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 2002
- 5) 土木学会: シリカフェームを用いたコンクリートの設計・施工指針 (案), pp.93, 1995
- 6) 日本建築学会: 高耐久性鉄筋コンクリート造設計施工指針 (案)・同解説, pp.179-184, 1991
- 7) 土木学会: コンクリートの塩化物イオン拡散係数試験方法の制定と規準化が望まれる試験方法の動向, コンクリート技術シリーズ55, pp.4-15, 2003.9
- 8) 土木学会: 2001年制定 コンクリート標準示方書 [維持管理編], pp.151-152, 2001
- 9) 国土交通省: アルカリ骨材反応抑制対策について, 2002.8
- 10) 陣内浩, 早川光敏, 黒岩秀介: 実用化を迎えた 150N/mm² 級超高強度コンクリートの性能, セメント・コンクリート, No.678, pp.10-16, 2003.8
- 11) 五十嵐心一, 川村満紀, 森下隆志: 若材齢における高強度コンクリートの内部組織の特徴と自己収縮拘束特性, 土木学会論文集, No.704/V-55, pp.173-186, 2002.5
- 12) 土木学会: 2002年制定 コンクリート標準示方書 [施工編], pp.24-28, 2002
- 13) 国土交通省土木研究所, プレストレストコンクリート建設業協会: 現場打ち高強度コンクリート部材の設計施工法の開発に関する共同研究報告書ー現場打ち高強度コンクリート施工マニュアル (案) -, 共同研究報告書第266号, 2001.3

【5. 4】

- 1) 三村長二郎, 村山八洲雄, 日紫喜剛啓, 須田久美子 : RC 橋脚等における柱筋のフーチングからの抜き出し特性, 鹿島建設技術研究所年報, Vol.33, pp.21-29, 1985
- 2) S.M.R. Lopes, R.N.F. do Carmo : Bond of Prestressed strands to Concrete: Transfer Rate and Relationship between Transmission Length and Tendon Draw-in, Structural Concrete, No.3, pp.117-126, 2002.3
- 3) D. Mitchell, W.D. Cook, A.A. Khan and T. Tham : Influence of High Strength Concrete on Transfer and Development Length of Pretensioning Strand, PCI Journal, Vol.38, No.3, pp.52-66, 1993
- 4) プレストレストコンクリート技術協会 : PPC 構造設計規準 (案), pp.65, 1996

第6章 結 論

6. 1 本研究の成果

本論文は、今後の PC 構造物に対する多様なニーズと高度化するニーズに対応するに当たり、課題として指摘されている初期品質の向上、構造物の合理化ならびに耐久性の向上を目的に、プレキャストセグメントと超高強度コンクリートの適用に着目して実用化研究を行ったものである。

プレキャストセグメントについては、橋梁上部工の構造として、外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造を、また、下部工の構造として、プレキャストセグメント PC 橋脚（以下、プレキャスト PC 橋脚）の適用を考え、それらの実現に当たっての課題について、実験的ならびに解析的に研究を行ったものである。また、超高強度コンクリートについては、まず、自己収縮を低減した圧縮強度 150MPa 級のコンクリートの実用化と材料特性について研究するとともにプレテンション PC 部材への適用に関する基礎的研究を行ったものである。

以下に、各章で得られた結論を総括する。

「第3章外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の実用化に関する研究」では、橋梁分野での外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の実用化を図るため、特に、これまで不明であった内ケーブルと外ケーブルとの断面積比率（内外ケーブル比率）が外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の曲げ特性や外ケーブル応力度に与える影響について実験的に検討し、その特性を明らかにした。また、曲げ解析手法について、ファイバーモデルを用いた複合非線形解析手法を取り上げ、その適用性について検討した。さらに、プレキャスト部材や外ケーブル構造などの部材構造やケーブル方式の違いによる地震時繰返し曲げ特性について実験的に検討し、今後の外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の耐震性能検討に当たっての留意点を示した。

以下に、第3章の範囲内で得られた知見を示す。

(1) 内外ケーブル比率の影響

- 1) 内ケーブル比率の増加に伴って、曲げ特性は脆性的な挙動からよりじん性のある挙動へ推移する。すなわち、最大荷重ならびに終局変位が増大し、ひび割れ分散性がよくなる。また、外ケーブルの応力度増加は、部材の変形に依存するため、外ケーブル応力度の増加量も内外ケーブル比率の増加に伴って大きくなる。

- 2) 今回の試験条件の範囲では、全ケーブルに対する内ケーブル比率を 33%～100%の範囲とすれば、かぶり部のコンクリート圧壊後も急激には耐力が失われず、さらなる変形が可能である。したがって、変形性能を期待した設計を行う場合、内ケーブル比率に留意する必要がある。
- 3) 外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の内ケーブル比率に伴う耐力の変化は、外ケーブルの張力分を断面作用力と考えた断面計算で類推できる。したがって、外ケーブルの増加応力を正しく算出できれば断面耐力計算によって耐力を算定できる。

(2) 複合非線形解析手法の適用性

- 1) ファイバーモデルを用いた複合非線形解析を外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の曲げ解析に適用する場合、セグメントおよび継目部のモデル化として、RC 部分と無筋部でモデル化し、コンクリートの応力-ひずみ関係を設計用簡易モデル（道示Ⅲモデル）とした解析は、実験結果の荷重-変位関係ならびに外ケーブルの増加張力を実用設計上、十分な精度でシミュレートすることができる。他機関が行った連続梁を含めた実験結果についても同様に解析したところ、モーメント再配分も含めて、実用上十分な精度でシミュレートすることができ、実務設計に適用が可能である。ただし、終局変位は、安全側に評価する傾向がある。
- 2) 無筋部の要素長およびコンクリートの応力-ひずみ関係のモデル化の検討によれば、無筋部の要素長としてはかぶり部相当長が適当であり、荷重-変位関係、特に終局変位を評価する場合に、応力軟化型のコンクリート応力-ひずみモデルを用いることによって精度向上が図れる。
- 3) 全外ケーブルのプレキャスト PC 構造のじん性改善を目的とした解析的検討によれば、外ケーブルのアンボンド的配置およびコンクリート圧縮部の補強は、じん性改善に一定の効果があり、両者を組み合わせることでじん性改善がさらに図れる。

(3) 外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造の地震時繰り返し曲げ特性

- 1) 一体打ち部材における内ケーブル構造と全外ケーブル構造を比較した場合、それぞれの復元力履歴特性には大きな差が見られ、全外ケーブル構造では残留変位が小さく原点指向性の強い S 字型の性状を示す。また、セグメント部材では、一体打ち部材に比べてより顕著な原点指向性を示す。
- 2) コンクリートの圧壊以降の変形性能は、特に、外ケーブル構造やセグメント部材において付着のある軸方向鋼材の破断により決定される。これは、外ケーブル構造やセグメント部材では、ひび割れが分散せずに 1 カ所にひび割れが集中し、その部分で鉄筋や PC 鋼材が高応力・低サイクル疲労を受けて破断するためと考えられる。
- 3) 外ケーブルプレキャストセグメント構造は、1 サイクル毎の吸収エネルギーは小さいもの

の,全外ケーブル構造では変形性能が大きく, トータル累積吸収エネルギーでは大きな値を示す。ただし, 耐力は, 解析値より低下する傾向にあり, これは圧縮部の繰返し載荷の影響による劣化に起因しているものと考えられる。

以上より, 外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造, 特に内外ケーブル比率に伴う曲げ特性とファイバーモデルを用いた複合非線形解析の適用性が明らかとなり, 構造設計ならびに実務設計に適用することが可能である。また, 地震力が卓越するような場合は, 付着のある鋼材の破断の照査が必要と考えられるが, その方法は今後の課題である。

「第4章プレキャストPC橋脚の実用化に関する研究」では, 本来曲げ性能が高い PC 構造を橋脚部材として実用化を図ることを目的に, 接合面に円筒鋼管を配置し, これのダウエル作用によってせん断力を構造的に伝達できる新たな連結構造ならびにその連結構造を適用した新しいプレキャスト PC 橋脚を提案した。連結構造については実験的にその性能を確認し, 耐力評価の方法を検討した。また, プレキャスト PC 橋脚については, 模型実験を行って, 耐震性能について確認した。ついで, プレキャスト PC 橋脚の解析法ならびに設計法について検討するとともに, 設計法の基礎となる PC 構造のエネルギー一定則の適用性について検討した。また, 施工法の検討を行い, プレキャスト PC 橋脚の有用性を示した。

以下に, 第4章の範囲内で得られた知見を示す。

(1) ダウエル作用に基づいた連結構造

- 1) 提案した連結構造の破壊モードは, 壁厚/内筒鋼管外径比 (T/ϕ_i) によって, 壁の押し抜きせん断破壊から内筒鋼管のせん断降伏および曲げ降伏に変化し, $T/\phi_i > 3.3$ では, 内筒鋼管のせん断降伏および曲げ降伏が先行する破壊となる。プレキャスト PC 橋脚の連結構造としては, 壁体のひび割れ幅も考慮して, $T/\phi_i \geq 3.9$ とすることが望ましい。
- 2) 連結構造における内筒鋼管のせん断降伏耐力は, 内筒鋼管のせん断降伏耐力と充填されているグラウトのせん断強度との累加強度として安全側に算出できる。
- 3) 内筒鋼管とグラウトの付着力は小さく, 増加応力に対して設計上はアンボンドとみなしてよい。

(2) プレキャスト PC 橋脚の耐震性能

- 1) 提案したプレキャスト PC 橋脚の繰返し曲げ特性は, ひび割れ時, PC 鋼材の弾性限界点時で特徴付けられ, 最大耐力以降, 特に脆性的な破壊性状を示すことなく $1/10\text{rad}$ の回転角まで緩やかに耐力が低下する変形性能を示す。また, 変形性状としては, 回転 (損傷) が基部に集中したロッキング挙動を示すが, PC 鋼材は降伏点以下の応答であり, 破断に対して余裕がある。

2) プレキャスト PC 橋脚では、PC 鋼材の増加応力に対して内筒鋼管の付着が切れてアンボンド的挙動をするため、回転が橋脚基部に集中するものの PC 鋼材は破断しない。さらに、PC 鋼材の増加引張力がコンクリートに作用しないためかぶりコンクリートおよび内部コンクリートの損傷が少なく、高圧縮応力状態でも安定したヒンジ性能を示すものと考えられる。

3) 耐震性能の内、残留変位および累積吸収エネルギーは、導入プレストレスの大きさを考慮した場合、「プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン」で示された PPC 橋脚やプレキャスト橋脚の場合と比べて遜色はなく、むしろ提案構造は他と比較して最も大きな変形性能を有している。

(3) プレキャスト PC 橋脚の解析手法について

1) 提案したプレキャスト PC 橋脚の復元力履歴特性は、ファイバーモデルを用いた複合非線形解析において、PC 鋼材をアンボンド状態と見なし、各材料の応力-ひずみモデルとしてコンクリートを修正六車-渡邊モデル、鉄筋をバイリニアモデル、PC 鋼材をトリリニアモデルの履歴モデルを適用することにより、プレキャスト PC 橋脚特有の S 字型の復元力履歴特性ならびに荷重-PC 鋼材のひずみ履歴特性を精度良く評価できる。

2) 内筒鋼管の影響、ファイバーモデルにおける基部要素長さおよびコンクリートの応力-ひずみモデルにおける応力軟化特性の影響について、解析に検討したところ、実験結果のシミュレーション解析としては、PC 鋼材をアンボンド状態、内筒鋼管を考慮、要素長さを 0.01m、コンクリートの応力軟化特性を調整したモデルが適していると考えられる。また、設計用モデルとしては、耐力を安全側に計算するモデルとして、PC 鋼材をアンボンド、内筒鋼管を無視、要素長さを 0.01m、コンクリートの応力軟化を無視したモデルが適していると考えられる。

(4) プレキャスト PC 橋脚の設計法について

1) プレキャスト PC 橋脚はひび割れ後にアンボンド挙動を示すため、アンボンド部材の戴荷点変位と PC 鋼材ひずみとの関係式を適用することにより、式(4.5.7)を用いて PC 鋼材の弾性限界点時の変位 δ_y を求めることができる。またそのときの荷重は、式(4.5.8)により、PC 鋼材の弾性限界点時の荷重 P_y として求めることができる。

$$\delta_y = \frac{2 \cdot l \cdot l'}{3e} \varepsilon'_y \quad (4.5.7)$$

$$P_y = \frac{M_y}{l} \quad (4.5.8)$$

ここに、 l : 戴荷点変位、 l' : PC 鋼材の定着間長さ、 ε'_y : PC 鋼材の弾性限界点時のひずみ、 e : 中立軸から PC 鋼材配置位置までの距離、 M_y : 平面保持の仮定を用いた断

面計算により求まる PC 鋼材弾性限界点時の曲げ耐力，である。

- 2) 終局変位 δ_u は，PPC 橋脚に準じて，終局回転角 θ_u を $12/200\text{rad}$ と定め，式 (4.5.9) で求められる。この設定は，プレキャスト PC 橋脚の最大荷重の 80% 低下時が $20/200\text{rad}$ であり，1.6 倍以上の余裕がある。

$$\delta_u = \theta_u \cdot l \quad (\theta_u : \text{ここでは, } 0.06 \text{ とする}) \quad (4.5.9)$$

- 3) 以上の設定に基づいて，エネルギー一定則により地震時応答を簡易的に照査可能である。

(5) PC 橋脚のエネルギー一定則の適用性について

- 1) 等価減衰定数を 0% とした PC 橋脚モデル (PC0 モデル) での解析によれば，RC 橋脚や PPC 橋脚に比較して，タイプ I 地震波 (プレート境界型の大規模地震) のような繰り返し数が多い地震動に対して，固有周期が 0.3 秒以下の短周期では応答塑性率が大きくなる傾向にあるが，RC 橋脚に比較して最大でも 2 倍程度である。タイプ II 地震波 (内陸直下型地震) に対しては，他のモデルと同様な応答性状であり，等価減衰定数を 0% とした PC 橋脚も，固有周期 0.6 秒以下の短周期帯の構造物で，弾性応答荷重に対する降伏耐力の比を低くしすぎなければ，エネルギー一定則で概ね安全側に評価できる。
- 2) 提案したプレキャスト PC 橋脚の復元力履歴特性を最も単純化したバイリニアアの骨格曲線モデル (PCS モデル) での解析によれば，PC0 モデルとほぼ同様の応答傾向が得られ，プレキャスト PC 橋脚も，タイプ I 地震波に対して，固有周期が小さい領域 ($T_{eq}=0.6$ 秒以下) で P_y/P_e が 0.4 以下の場合を除き，また，タイプ II 地震波に対して固有周期 0.3 秒以下で P_y/P_e が 0.4 以下の場合を除き，エネルギー一定則で概ね安全側に評価できる。

(6) プレキャスト PC 橋脚の施工法について

- 1) 橋脚のセグメント製作は，鉛直方向ショートラインマッチキャスト方式が有望であり，早強コンクリートを用いて製作すれば，1 セグメント/1 日 (実働) の製作が可能である。(普通コンクリートの場合は，1 セグメント/1.5 日)
- 2) 海上橋の施工方法では，架設地点までのプレキャストセグメントの運搬は，台船を用い，海上で最も機動力がある起重機船で架設する方法が考えられる。中空断面 ($5\text{m} \times 3.5\text{m}$) で高さ 3m のセグメントとした高さ 15m のプレキャスト PC 橋脚で試算したところ，全体工程的にも RC 橋脚の在来工法より工期を短縮でき，工費面でも，断面の縮小効果や主鉄筋の省略に伴う躯体構築費の減少や架設工期が短いことによる工費低減が可能である。
- 3) 都市近傍における高架橋の施工方法の場合，都市内では製作ヤードや保管ヤードの確保が困難なことから，セグメントの製作は，プレキャスト工場で作成して運搬する方法が妥当である。中空断面 ($5\text{m} \times 2.5\text{m}$) で高さ 1.75m のセグメントとした橋脚高さ 15m のプレキャスト PC 橋脚で試算したところ，全体工程は，在来工法より工期を短縮できるが，工費面では，機械費の増加により，RC 橋脚に比べて若干増加する。しかし，間接費の低減等

が見込めるため、と変わらない工費になるものと考えられ、都市部の混雑域では、道路等の占有期間等が短くでき有利な方法といえる。

以上より、提案したプレキャスト PC 橋脚は、優れた耐震性能を有するとともに、ファイバーモデルによる適切なモデル化を行うことによって、復元力履歴性状を再現できることが明らかになった。また、エネルギー一定則により地震時応答を簡易的に照査可能とする設計手法も提示でき、施工性にも優れた構造であることが確認されたことから、実用化が可能な構造であるといえる。

「第5章超高強度コンクリートPC構造の実用化に関する研究」では、超高強度コンクリートをプレストレストコンクリートに利用して合理的な構造物構築を図ることを目的に、自己収縮を低減した 150 N/mm^2 級超高強度コンクリート材料の開発を行い、材料特性および耐久性能について実験的に検討した。また、プレストレストコンクリートへの利用として、プレテンション部材への利用を考え、プレテンション部材における伝達長および有効プレストレスについて実験的に検討した。

以下に、第5章の範囲内で得られた知見を示す。

(1) 自己収縮を低減した超高強度コンクリートについて

- 1) 低熱ポルトランドセメントにシリカフュームを混入したセメントと超高強度用高性能減水剤を使用し、石英片岩もしくは安山岩(1)の骨材を用いることで、水セメント比 17%で、かつ良好な施工性を示す材齢 91 日の圧縮強度が 190 N/mm^2 程度を示す超高強度コンクリートが得られるが、材齢 91 日で 650×10^{-6} 程度の大きな自己収縮ひずみが生じる。
- 2) 自己収縮低減方法として、膨張材、収縮低減剤および人工軽量骨材について検討したが、今回の使用量（膨張材： 30 kg/m^3 以下、収縮低減剤： $2\% \times$ 結合材質量以下、人工軽量骨材：粗骨材置換率 30%まで）の範囲では、使用量あるいは置換率と収縮低減率とはほぼ比例関係を示し、改善効果も大きい。ただし、膨張材は、流動性および強度を低下させ、収縮低減剤は、流動性を向上させるが強度を低下させる。人工軽量骨材は、流動性にあまり影響しないが、強度を低下させる。
- 3) 自己収縮の低減効果のみに着目した場合は、上記 3 手法は独立した収縮低減効果を示し、また、重ね合わせ効果が期待できる。これらは、各収縮低減の手法が、膨張材は自身が粗な組織を形成して収縮を補償し、収縮低減剤は毛細管張力を低減して収縮を抑制し、人工軽量骨材は自己乾燥を防止する方法とそれぞれ異なった独立の作用をするためと考えられる。

(2) 超高強度コンクリートの材料特性および耐久性能について

- 1) 置換率 20%の人工軽量骨材と、添加率 0.5%の収縮低減剤を併用することで、材齢 91 日圧縮強度が 150 N/mm^2 を満足し、材齢 180 日の自己収縮が基本配合の 3 分の 1 の 200×10^{-6} 程度に低減した超高強度コンクリートが実現できる。また、本コンクリートは、吸水した人工軽量骨材のセルフキュアリング効果によって、養生中の湿度条件の影響をほとんど受けずに安定した強度発現を示す。
- 2) 超高強度コンクリートのヤング係数および引張強度は、それぞれ「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」プロジェクトで提案されているヤング係数推定式およびコンクリートの圧縮強度を考慮した土木学会の引張強度式を外挿することによって算定可能である。また、単位応力あたりのクリープひずみは、自己収縮改善の有無に関わらず、土木学会の予測式によって、概ね算定可能であり、その値は普通コンクリートの 5 分の 1 程度と小さい。
- 3) 中性化促進結果によれば、超高強度コンクリートは、自己収縮改善の有無に関わらず、中性化に対して優れた抵抗性を有し、中性化の照査は、一般の使用条件では実用上無視できる。
- 4) 電気泳動法試験による塩化物イオンの実効拡散係数によれば、超高強度コンクリートは低熱コンクリート（低熱ポルトランドセメント， $W/C=55\%$ ）の約 $1/4 \sim 1/7$ 程度の値となり、自己収縮を改善した方が拡散係数が小さい。これを見かけの拡散係数として評価した場合には、低熱コンクリートの $1/20 \sim 1/37$ に相当し、海岸からの距離 500m、かぶり 35mm で試算すると、100 年以上でも鋼材腐食発生限界濃度に達しない塩化物侵入抵抗性を有する。
- 5) アルカリ総量の多い超高強度コンクリートのアルカリ骨材反応試験をコンクリート法を用いて、アルカリ量の無調整の場合（アルカリ総量の計算値； 4.86 kg/m^3 ）と最大のアルカリ量を想定した場合（アルカリ総量の計算値； 6.90 kg/m^3 ）について試験を行ったが、いずれも有意な膨張性状は認められず、アルカリ骨材反応に対して特に問題はない。また、気中凍結水中融解の試験結果によれば、高い凍結融解抵抗性がある。

(3) プレテンション部材への利用について

- 1) プレストレス導入試験によれば、自己収縮を低減することによりプレストレスの損失が小さくでき、効率良くプレストレスが導入できる。また、伝達長は、異形 PC 鋼棒で公称直径の約 12 倍、PC 鋼より線で約 30 倍である。
- 2) 若材齢時における等価なヤング係数を仮定して鋼材の拘束を考慮することにより、プレストレス導入までの自己収縮によるプレストレスの損失が評価可能である。また、コンクリートの弾性短縮は、鋼材とコンクリートの力の釣り合いおよびひずみの適合条件を考慮することにより評価可能である。
- 3) 土木学会のクリープひずみの予測式および収縮ひずみの実測値を用いることによって、プレストレス導入後の鋼材ひずみ変化を予測可能である。

- 4)以上より，超高強度コンクリートをプレテンション部材に適用するに当たり，コンクリートの収縮，弾性短縮およびクリープの影響を適切に評価することによって，プレストレスの損失を定量的に予測可能であり，合理的な PC 部材を実現できるものと考えられる．

以上より，超高強度コンクリートの課題であった自己収縮を低減し，強度特性および施工性についてバランスがとれた 150 N/mm^2 級超高強度コンクリートを実用化することができ，また，設計に必要な材料特性や耐久性能について定量的に把握できたことにより，超高強度コンクリートを用いた PC 構造物を実現できるものとする．

6. 2 今後の展望

土木分野における今後の PC 構造物のシナリオを考える上で、その前提として土木インフラ構造物について整備のシナリオが設定されることが重要である。現在、地震に対する安全性能やその他荷重に対する耐荷性能、使用性能など空間的な性能に対しては、要求性能が明確化されてきているが、それらの経時変化に対する要求性能は必ずしも十分に示されているとはいえない。例えば、構造物のシナリオを考える上での基本となる供用期間自体が必ずしも決められておらず、構造物の長寿命化のみが議論されている。さらに一步進んで、機能を失った後の構造物をどう処理するのかといった議論はほとんどなされていないように見受けられる。

一部に、大規模なダム構造物や橋梁構造物等、重要構造物については半永久的に使用していきこうという考え方もあるようであり、そのための維持管理手法を検討する動きもある。しかしながら、構築物に永久と言うことはあり得ず、何年か後には、必ず機能的にあるいは材料的に終焉を迎えるはずである。また、時代のニーズも、長い年月の間には変化し、要求性能に対応できない事態が十分に考えられる。重厚長大な構造物では、撤去や更新するのにも莫大な費用が発生することが考えられ、その時に考えるのでは遅いのである。また、このような最終シナリオを新設の計画の段階で想定しておくことは、最終シナリオまでの維持管理シナリオを設定する上で重要なことと考えられる。例えば、都市内構造物は、時代のニーズに応じて、後で変更や再利用し易い構造とするとか、大規模構造物は、機能を失った後でその時代の遺跡として残せることが可能な構造とするなどの配慮が新設の段階である程度想定しておくことが重要と思われる。

次に、維持管理については、塩野七生の「ローマ人の物語」¹⁾では、ローマ時代のインフラについてこう述べている。「ローマ時代のエンジニアたちは、百年間は修理の必要がない道をつくったと豪語したが、敷設当初の状態を維持したければ、不断のメンテナンスは絶対必要であった。六世紀になってアッピア街道を通ったビザンチン帝国の一高官は、敷設してから八百年が過ぎていながら完璧な状態を保っているのに驚嘆している。」、また「ローマ人の公共事業のモットーは、堅固で長持ちし、機能性に優れ、それでいて美しい、である。」。これを当時のローマ人は自覚し、整備していたのである。「インフラは、それを維持するという強固な意志と力を持つ国家が機能していない限り、いかに良いものをつくっても滅びるしかない。これは、ハードなインフラだけにかぎったことではなく、ソフトなインフラでも同じことなのである。」と結論づけている。

すなわち、インフラ構造物は、初期にいくら良い性能のものを造ったとしても、それを維持するという強固な意志と力を持つ国家なり、団体なりが存在して維持管理を続けて行かない限り、老朽化し、使用されなくなるのである。これはインフラ構造物の維持管理について

の核心を衝く言葉であると考えられる。国家なり、団体なりが存在することは前提にするにしても、インフラ構造物すべてを等しく維持管理するのは、財政的にも無理があり、早晚、破綻をきたすものと考えられる。したがって、維持管理に当たっては、インフラ構造物すべてに共通の尺度を当てはめるのではなく、構造物の重要性、時代の要求性、環境への負荷特性などから設定すべきであり、それぞれのカテゴリーを決めて行えば良いと考えられる。

このような維持管理において、問題になるのは、その構造物のデータが整備されていないことが挙げられる。一般的には、設計図面だけが残され、設計での配慮や設計計算書などの書物は、10年程度で廃棄される。設計図書などが残っていると将来検討する場合に非常に役立つものと考えられる。ソフトの維持管理もハードな維持管理と同様に長期間で考えるべきと思われる。

以上は、主に一般の機能に対する時間軸のシナリオを念頭に置いてきたが、一方で、空間的性能の中である意味で特異な荷重である地震に対する安全性能のシナリオをいかに設定するかということも大きな課題である。地震は、不確定な時期のある一瞬に不確定な荷重作用をもたらす。構造物の保有性能を上回ればインフラ構造物を破壊し、機能を停止させる。荷重作用についてはかなり解明されているものの、阪神大震災の経験が示すように、発生確率は低いが大きな強度を持つ地震動（内陸型直下型地震）にはそれまでの経験を上回る場合があることを理解する必要がある。それ故に、地震に対する万全のシナリオを描くことは、非常に困難であり、あるリスクを伴いながら設定することになる。

現状の想定される地震作用に対して、最低限崩壊を免れるように設定することは人命尊重の観点から重要である。しかし、地震後の供用性能に対しては、すべての構造物に一律の安全性を付与するのは、初期コストの面から言って現実的ではない。構造物の重要性と想定する地震動特性（地震動の強さ、発生確率、影響範囲等）に基づいて耐震性能を設定することが合理的と考えられる。著者らはこのような考え方で、構造物の重要度と想定する地震動において、表-6.2.1のように耐震設計における性能区分をPC構造物耐震設計規準案²⁾で提示している。最重要な構造物では、損傷をほとんど生じないように計画し、逆に重要度が標準以下の構造物については、大きな強度を持つ地震動の場合、崩壊はしないがその後の修復は困難な場合も考慮することを提示したものである。

以上は、インフラ整備に当たって、終局状態のシナリオの設定や維持管理のカテゴリー分けならびにソフトインフラの維持管理の重要性、そして耐震性能のカテゴリー分けについて指摘したが、これらは技術者のみでは決定されず、国民の合意形成が必要な問題を含んでいる。このような現状で、PC構造物のシナリオをどのように設定していくかは難しい問題であるが、以下に私見を述べる。

一つのシナリオとしては、構造面での取り組みとして、構造物のモジュール化があると考えられる。一般に、荷重作用や環境作用によって構造物が損傷や劣化を受けるとしても、構造物全体が一度に機能不全に陥ることはないと考えられる。損傷や劣化が進み、使用不可能

になる部位は限られている。したがって、その部分だけを取り替え、また構造物が必要とされる機能を回復して使用することが考えられる。現在の補修の大型版ともいえる。そうすることにより、更新は部分的に済み、費用も少なく済む。そのようなことが可能なように、新設の重要構造物については、あらかじめ計画や設計段階で考慮しておくのである。すなわち、損傷部位や劣化する部位を特定しておき、モジュール化し、後で更新できるような構造計画としておくのである。こうすれば、終局状態のシナリオが設定されるまで、かなり永続的に使用できるとともに、要求性能が変化したときにもその時代の技術で性能アップが容易になると考えられる。

現在も、橋梁では、支承の交換や伸縮継ぎ手の交換など橋梁付属物でモジュールの交換が行われているが、交換が容易なようにあらかじめ計画しておくことが重要である。このような構造としては、プレキャスト化やPC技術の利用が考えられ、PC構造物も今後、モジュール化が可能な部材として考えていくべきではないかと思われる。本論文で扱った外ケーブルプレキャストセグメントPC構造やプレキャストPC構造もそのような構造物に発展させることが可能と思われる。

次に、環境作用に対するシナリオの構築がある。構造性能の時間軸の中での変化について定量的に扱った設計法としては、おそらくPC構造物の設計が最初ではないかと考えられる。すなわち、PC構造物では、一般に、クリープやリラクセーションおよび収縮によって導入プレストレスの経時変化を設計で取り入れているのである。PC構造物の構造性能は、基本的にプレストレスの持続によって確保されており、確保されなくなった場合には、急速に性能が低下する。逆に言えば、プレストレスの確保が証明されれば、機能が確保されていることになる。

PC構造物は一般にひび割れが制御されており、初期欠陥を除けば比較的一様なコンクリート部材であり、環境作用に対しての影響が比較的わかりやすい構造物といえる。今後は、一歩進めて、環境作用を特定し、その環境作用に対するPC鋼材の経時変化を設計に織り込んで明快な構造物とする必要がある。また、その前提として、施工欠陥を低減あるいは可能な限り無くした施工性能に優れたPC構造物を計画し、初期品質を向上させるシナリオが重要である。

地震に対するシナリオ構築に当たっては、PC構造物では、被災を受けた後の残存プレストレスが重要となるとともにPC鋼材がかなりの損傷を受けた場合は、修復がかなり困難となることを想定しておく必要がある。PC構造物は、国内で建設されてから半世紀あまりであり、震災経験の蓄積が少ないのが現状であり、地震時保有性能や照査方法については、まだ多くの課題を残しており、今後の研究に待つところが多い。したがって、重要構造物では、PC鋼材の応答を降伏点や弾性限以下に留めるような照査や、被災後の対策として、補修時に外ケーブルを設置できるような計画とするなどのシナリオをとるべきと考えられる。また、地震の被災もまた前述したように部位が限られるものと考えられるため、モジュール化も有用

なシナリオになり得るものと考えられる。

本論文では、プレキャストセグメント構造と超高強度コンクリートの利用に着目して研究を行ったが、上記のシナリオ構築の一助になれば幸いである。

表-6.2.1 耐震設計で考慮する地震動と耐震性能

耐震設計で考慮する地震動		重 要 度 ^{#1)}			
		A	B	C	D
橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動 (L 1)		耐震性能 ^{#2)} 1	耐震性能 1	耐震性能 1	耐震性能 2
橋の供用期間中に発生する確率は低い が大きな強度を持つ地震動 (L 2)	タイプ I (プレート境界型 の大規模な地震)	耐震性能 1	耐震性能 2	耐震性能 3	耐震性能 3
	タイプ II (内陸型直下型地 震)	耐震性能 2	耐震性能 3	耐震性能 4	耐震性能 4

#1) 重要度は4つに区分；最重要な構造物（A），重要度が高い構造物（B），重要度が普通である構造物（C），重要度が標準以下の構造物（D）：橋梁においては，重要度Bは道路橋示方書B種橋相当，重要度Cは道路橋示方書A種橋相当を念頭に置いたもの。

#2) 耐震性能1：地震後の構造物や部材の機能が健全で，補修を必要としないで供用可能。

耐震性能2：地震後の構造物や部材の機能が期待でき，軽微な補修で機能回復が図れる。

耐震性能3：耐震性能2よりは大きな損傷を許容するが，地震後の構造物や部材の機能が期待でき，補修や補強で機能回復が図れる。

耐震性能4：機能回復は期待できないが構造物全体は崩壊しない。

参考文献

- 1) 塩野七生：すべての道はローマに通ずーローマ人の物語X，新潮社，pp23-184，2001.12
- 2) プレストレストコンクリート技術協会：PC構造物耐震設計規準(案)，第I編，pp1-8，1999.12

謝 辞

本論文の取りまとめにあたり、京都大学大学院工学研究科教授・宮川豊章先生には、草稿論文の段階から終始、熱心なご指導とご鞭撻を賜りました。特に、プレストレストコンクリートにおけるシナリオの重要性ならびに論文の深化について数々のご教示を頂きました。ここに改めて感謝の意を表します。また、京都大学大学院工学研究科教授・朝倉俊弘先生、家村浩和先生、同助教授・服部篤史先生には、論文審査にあたり、貴重なご指導、ご助言を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

本論文は、著者が勤務先である鹿島建設株式会社技術研究所で取り組んで参りましたプレストレストコンクリートに関する最近 10 年間の研究成果をとりまとめたものであります。本研究の遂行ならびに論文の取りまとめにあたりましては、技術研究所長・大橋欣治博士、同副所長・阿部裕博士、同主席研究員・竹田哲夫博士、同次長・小関喜久夫様、日比谷啓介博士の各上司の方々には、暖かいご理解のもと、終始ご支援、ご激励を賜りました。ここに、感謝の意を表します。

本研究の内、外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造については、埼玉大学教授・睦好先生のご指導のもとに行った共同研究が端緒となっており、また、プレキャスト PC 橋脚については、横浜国立大学名誉教授・池田尚治先生のご指導のもとに行ったプレストレストコンクリート技術協会・橋脚 PC 構造研究委員会での活動が端緒となっております。ここに厚く御礼申し上げます。

本研究の遂行は、もとより一人で行えるはずがなく、研究所をはじめとして他部門の大勢の方々のご協力を頂かなければ成し得なかったものであります。外ケーブルプレキャストセグメント PC 構造やプレキャスト PC 橋脚については、元研究所の夏目忠彦様、徳山清治様（現リテックエンジニアリング(株)部長）、研究所上席研究員・須田久美子博士、同上席研究員・山野辺慎一様、同主任研究員・新井崇裕様、同研究員・福田一郎様、同研究員・曾我部博士の各位に多大なご協力を頂きました。リテックエンジニアリング(株)取締役・和田信秀様、土木設計本部担当部長・大塚一雄様、山村正人様（現東北支店現場所長）、南浩郎様には設計面からの数々の示唆と協力を頂きました。また、解析については、IT ソリューション部グループ長・右近八郎様、沖見芳秀様、土木設計本部設計主査・相沢旬様のご助力を頂きました。ここに重ねて感謝の意を表します。

超高強度コンクリートについては、研究所上席研究員・大野俊夫博士、同主任研究員・一宮利通様、Ph.D 高田和法様（現企画本部）、同主任研究員・坂井吾郎様、柳井修司様（現名古屋支店）、平陽兵様（現東北支店）、研究員・盛田行彦様、土木設計本部グループ長・岡本裕昭様、同設計長・上迫田和人様の各位に多大な協力を得ました。また、京都大学大学院工学研究科博士課程・玉井譲様には、塩化物試験でご協力を頂きました。さらに、論文執筆に当たり、研究所上席研究員・池谷毅博士には、グループ業務のバックアップを図って頂きました。ここにご協力頂いた各位に、厚く御礼申し上げます。

このほか多くの方々のご好意ならびに関係各位のご指導とご鞭撻を賜りました。ここに深甚なる謝意を表する次第であります。

最後に、著者が論文執筆に専心できるよう家庭から支え励まし続けてくれた妻公美と、公輔、万理子、三奈の3人の子供たち、ならびに郷里から見守ってくれた母昭子に心から感謝致します。

2005 年 1 月 吉日

日紫喜 剛啓